

VŠB – Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství 224

Hloubená část tunelu Milocho
Cut and Cover Part of the Milocho Tunnel

Student:

Bc. Katarína Sobolová

Vedoucí diplomové práce:

doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph. D.

Ostrava 2018

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Katarína Sobolová**
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika
Téma: **Hloubená část tunelu Milochov**
Cut and Cover Part of the Milochov Tunnel
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

1. Úvod, účel a charakteristika stavby
2. Inženýrsko-geologické a hydrogeologické poměry předmětné lokality
3. Způsob a technologie realizace hloubené části tunelu Milochov, zhodnocení
4. Numerická analýza hloubené části tunelu Milochov
5. Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:


Klepsatel, F. *Výstavba tunelů ve skalních horninách*. Jaga Bratislava 2003
Turček, P., Klepsatel, F. *Podzemné stavby I*. Bratislava: STU, 2004. ISBN: 80-227-2273-1.
Aldorf, J.: *Mechanika podzemních konstrukcí*. VŠB-TU Ostrava: 1999. ISBN 80-7078-695-7
Kolymbas, D., *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*. Berlin: Springer, c2005, xv, 437 s. ISBN 35-402-5196-0.

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

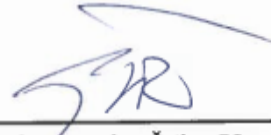
Vedoucí diplomové práce: **doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2018

Datum odevzdání: 30.11.2018


doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D.
vedoucí katedry




prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prehlásenie študenta

Prehlasujem, že som celú diplomovú prácu vrátane príloh vypracovala samostatne pod vedením vedúcej diplomovej práce a uviedla som všetky použité podklady a literatúru.

V Ostrave

.....

podpis študenta

Prehlasujem:

- bola som zoznámená s tým, že na moju diplomovú prácu sa plne vzťahuje zákon č. 121/2000 Zb. – autorský zákon, najmä § 35 – použitie diela v rámci občianskych a náboženských obradov, v rámci školských predstavení a použitie diela školského a § 60 – školské dielo.
- beriem na vedomie, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (ďalej len VŠB-TUO) ma právo nezárobkovo ku svojej vnútornej potrebe využiť diplomovú prácu (§ 35 odst. 3).
- súhlasím s tým, že údaje o diplomovej práci budú zverejnené v informačnom systéme VŠB-TUO.
- bolo zjednané, že s VŠB-TUO, v prípade záujmu z jej strany, uzavriem licenčnú zmluvu s oprávnením použiť dielo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bolo zjednané, že použiť svoje dielo – diplomovú prácu alebo poskytnúť licenciu k jej využitiu môžem iba so súhlasom VŠB-TUO, ktorá je oprávnená v takomto prípade odo mňa požadovať primeraný príspevok na úhradu nákladov, ktoré boli VŠB-TUO vytvorením diela vynaložené (až do ich skutočnej výšky).
- beriem na vedomie, že odovzdaním svojej diplomovej práce súhlasím so zverejnením svojej práce podľa zákona č. 111/1998 Zb, o vysokých školách a o zmene a doplnení ďalších zákonov (zákon o vysokých školách), v znení neskorších predpisov, bez ohľadu na výsledok obhajoby.

V Ostrave

.....

podpis študenta

PodĎakovanie

Rada by som srdečne poďakovala svojej vedúcej diplomovej práce pani doc. RNDr. Eve Hrubešovej, Ph. D. za odborné vedenie, konzultácie a správne rady pri spracovaní práce. Rovanko patrí vďaka aj pánom Ing. Pavlovi Kacířovi a Ing. Petrovi Veličkovi z firmy Subterra, a. s. za poskytnutie témy a materiálov k vypracovaniu diplomovej práce.

Anotácia:

Hlavnou úlohou diplomovej práce je vytvorenie a vyhodnotenie 3D numerického modelu hĺbenej časti tunela Milochovej. Úvod práce je zameraný na predstavenie projektu modernizácie Železničnej trate Slovenskej republiky, ktorého súčasťou je tunel Milochovej. Ďalej sa venuje charakteristike tunela, geologickými a hydrogeologickými podmienkami záujmového územia, technologickým postupom zhotovenia portálového zárezu, spôsobom založenia a zhotovenia hĺbenej časti tunela. Praktická časť je venovaná tvorbe a vyhodnoteniu numerického 3D modelu.

Kľúčové slová:

hĺbený tunel, tunel Milochovej, stavebná jama, portálový zárez, numerický model

Anotation:

The main objective of this diploma thesis is the creation and evaluation of 3D numerical model of cut and cover part of the Milochovej tunnel. The thesis' introduction is focused on the Modernization of Slovakia's Railway project, part of which is the Milochovej tunnel. Further it deals with the characteristics of the tunnel, geological and hydrogeological conditions of the area of interest, the technological process of foundations, making of portal's cut-off and the cut and cover part of tunnel. Practical part follows up the creation and evaluation of the numerical 3D model.

Key words:

cut and cover tunnel, the Milochovej tunnel, construction pit, cut-off portal, numerical model

Zoznam použitého značenia

ŽSR	Železnice Slovenskej republiky
SR	Slovenská republika
ČR	Česká republika
3D	trojdimenzionálny (trojrozmerný)
2D	dvojdimenzionálny (dvojrozmerný)
1D	jednodimenzionálny (jednorozmerný)
AGC	Európska dohoda o medzinárodných železničných magistrálach
AGTC	Dohoda o najdôležitejších trasách medzinárodnej kombinovanej dopravy
ERTMS	Európsky systém riadenia železničnej dopravy
NRTM	Nová rakúska tunelovacia metóda
STN	Slovenská technická norma
MKP	Metóda konečných prvkov
HPV	hladina podzemnej vody
FOS	faktor bezpečnosti
SRM	metóda redukovania pevnostných parametrov
km/hod	kilometer za hodinu
km	kilometer
m	meter
mm	milimeter
m ²	meter štvorcový
kPa	kilo Pascal
MPa	mega Pascal
kN	kilo Newton
kN/m	kilo Newton na meter
kNm	kilo Newton meter
kNm/m	kilo Newton meter na meter
kN/m ³	kilo Newton na meter kubický
l/s	litrov za sekundu
g/m ²	gram na meter štvorcový

m p. t.	metrov pod terénom
m n. m.	metrov nad morom
tzv.	tak zvaný
resp.	respektíve
Obr.	obrázok
Tab.	tabuľka
č.	číslo
ϕ	priemer
E_{def}	deformačný modul [MPa]
c	súdržnosť [kPa]
c_{ef}	efektívna súdržnosť [kPa]
c_{rez}	reziduálna súdržnosť [kPa]
γ	objemová hmotnosť zeminy/horniny [kN/m ³]
ϕ	uhol vnútorného trenia [°]
ϕ_{ef}	efektívny uhol vnútorného trenia [°]
ϕ_{rez}	reziduálny uhol vnútorného trenia [°]
ν	Poissonovo číslo [-]
Q	výdatnosť [l/s]
Q_{celk}	celková výdatnosť [l/s]
σ	normálové napätie [MPa]
ε	pretvorenie [-]

Ostatné značky a skratky sú vysvetlené v texte.

Obsah

1. Úvod	12
2. Modernizácia železničnej trate SR	14
2.1. Etapy modernizácie.....	14
2.2. Modernizácia úseku Púchov – Považská Bystrica.....	15
2.3. Nové budované objekty na trase Púchov – Považská Bystrica.....	16
3. Charakteristika tunela Milochov	18
4. Západný portál tunela Milochov.....	20
4.1. Prieskumné práce	20
4.2. Geologická charakteristika.....	22
4.3. Hydrogeologická charakteristika	23
4.4. Odvodnenie portálového predzárezu	25
4.5. Stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	26
4.6. Stena pri budúcej konštrukcii hlbeného tunela	27
4.7. Portálová stena.....	29
4.8. Hlbený tunel.....	31
5. Tvorba numerického modelu.....	34
5.1. Charakteristika softvéru Midas GTS NX.....	34
5.2. Materiálové modely	34
5.2.1. Mohr – Coulumbov model	35
5.2.2. Lineárne – elastický model.....	36
5.3. Tvorba geológie	37
5.4. Prvky zabezpečujúce stabilitu.....	40
5.4.1. Striekaný betón a výstužné siete.....	41
5.4.2. Zemné klince	43
5.4.3. Kotevné rebrá, kotevné dosky a lanové kotvy.....	44
5.4.4. Sklolaminátové kotvy	46

5.4.5.	Gabiónové matrace	47
5.5.	Konštrukcia hĺbeného tunela	48
5.5.1.	Základová doska	48
5.5.2.	Ostenie tunela	50
5.5.3.	Spätný zásyp	51
5.6.	Podzemná voda	52
5.7.	Okrajové podmienky a vlastná tiaž	53
5.8.	Konštrukčné fáze výpočtu	54
5.9.	Nastavenie výpočtu	56
6.	Vyhodnotenie výpočtov	57
6.1.	Hlavné napätia na plošných prvkoch	57
6.1.1.	Gabiónové matrace	57
6.1.2.	Striekaný betón	60
6.1.3.	Základová doska	62
6.1.4.	Ostenie	63
6.2.	Vnútorne sily v plošných prvkoch	65
6.2.1.	Ostenie tunela	65
6.2.2.	Základová doska	67
6.3.	Vnútorne sily v prúťových prvkoch	69
6.3.1.	Lanové kotvy	70
6.3.2.	Sklolaminátové kotvy	70
6.3.3.	Mikropilóty	71
6.3.4.	Kotevné rebrá a dosky	72
6.4.	Deformácie a napätia v záujmovej oblasti	73
6.4.1.	Fáza vyhlĺbenia portálového zárezu až na dno	74
6.4.2.	Fáza spätného zásypu tunela	75
6.5.	Zhodnotenie stability portálu	77

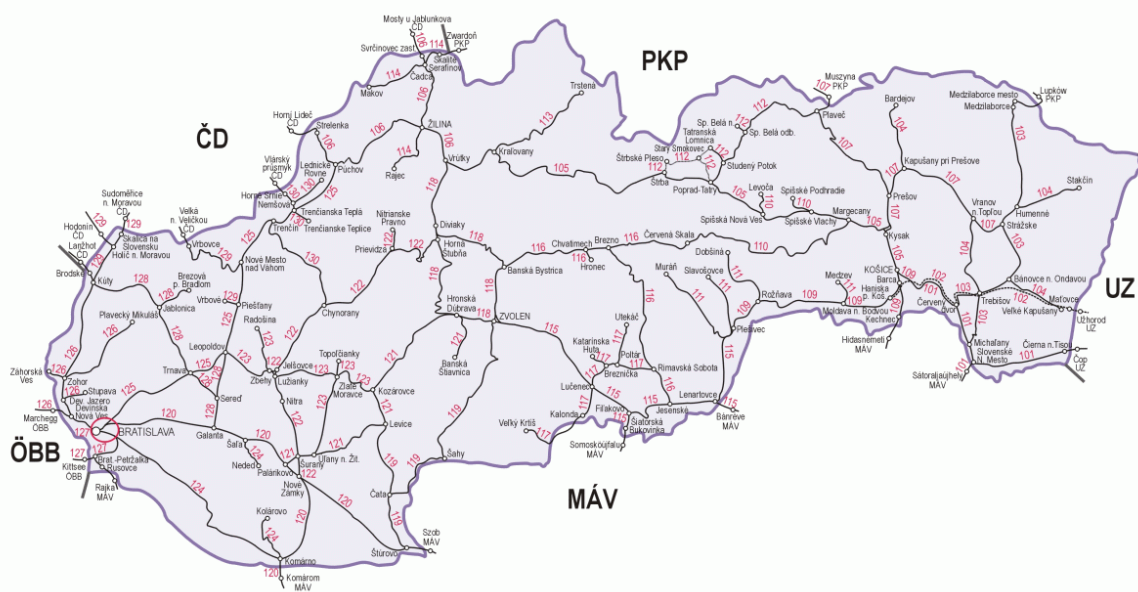
7.	Záver.....	81
8.	Zoznam použitej literatúry	84
9.	Zoznam obrázkov	87
10.	Zoznam tabuliek	90
11.	Zoznam rovníc a grafov.....	91
12.	Zoznam príloh	92

1. Úvod

Význam železníc ako jedného z najdôležitejších prvkov hospodárskeho a spoločenského rozvoja poznajú krajiny už od výstavby prvých trás. Hlavným cieľom budovania železníc v minulosti bolo pátranie po novom efektívnejšom, výkonnejšom a rýchlejšom druhu dopravy mimo ciest. Železničná doprava patrila k dôležitému prvku hospodárskeho a spoločenského rozvoja. Rôzne krajiny sveta podporovali budovanie nových železníc výstavbou trás, ktoré by spojili strategické regióny. [9]

Dejiny železníc na Slovensku sa začali rátať od novembra 1836 rozhodnutím o výstavbe prvej konskej železnice na trase Bratislava – Trnava, ktorej prvý úsek bol sprevádzkovaný 27. septembra 1840. Prvou železnicou spustenou so strojným pohonom na území Slovenskej republiky bola 20. augusta 1848 trať Bratislava – Marchegg – Gänserdorf (- Viedeň). Vývoj železníc na Slovensku (resp. Československu) postupoval na podobnej úrovni ako v iných európskych krajinách až do roku 1966. Po tomto roku nastal pozvoľný úpadok záujmu spoločnosti, ktorý v určitom zmysle trvá až do súčasnosti.

Železničná sieť má na Slovensku (Obr. 1) viac ako 160 – ročnú tradíciu. Bola, je a predpokladá sa, že aj dlho bude základom prepravy ľudí a tovaru medzi jednotlivými krajinami. Technická úroveň slovenských železníc, však neodpovedá požiadavkám na kvalitu tých európskych a výrazne zaostáva za vyspelými krajinami, čím stráca svoje konkurenčné výhody. Hlavnou výhodou slovenských železníc je hustá sieť tratí pokrývajúca takmer celé územie Slovenska. Naopak k hlavným nedostatkom patrí nízka úroveň traťových rýchlostí, úseky bez elektrifikácie a nevybavenosť pre plynulú prepravu osôb a tovarov. [9], [10]



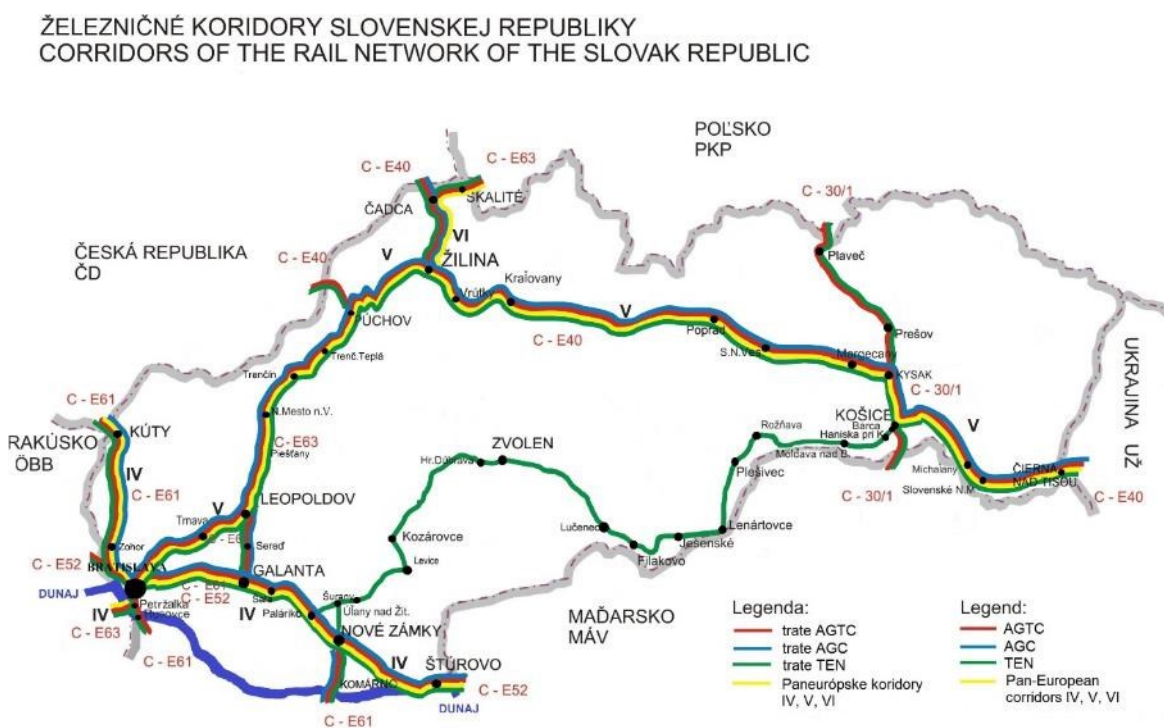
Obrázok 1 Železničná sieť Slovenskej republiky [11]

Vstup Slovenska do Európskej únie výrazne prispel k budovaniu nových tratí a modernizácie tých stávajúcich. Vďaka prostriedkom z Európskej únie sa na Slovensku zmodernizovalo viac ako 121 kilometrov železničných tratí. K jednej z častí modernizácie patrí aj úsek na trase Púchov – Považská Bystrica, ktorého súčasťou je viac novobudovaných objektov, pričom jedným z nich je aj tunel Milochovej, na ktorý je diplomová práca zameraná. [8]

Práca sa upriamuje na tvorbu a vyhodnotenie numerického 3D modelu priortálového zárezu v oblasti západného portálu tunela pomocou softvéru Midas GTS NX. Hlavnou úlohou je vytvorenie modelového prostredia, čo najpresnejšie podľa skutočnej geometrie stavebnej jamy a výsledkov inžinierskogeologického a hydrogeologického prieskumu v oblasti západného portálu tunela. Do výpočtu sú zahrnuté prvky podieľajúce sa na zabezpečení stability zárezu. Súčasťou modelu je tiež úsek hĺbeného tunela a jeho spätný zásyp.

2. Modernizácia železničnej trate SR

Jednou z hlavných priorít ŽSR je od roku 2000 modernizácia železničných tratí Slovenskej republiky. Hlavné ciele modernizácie a rozvoja sa týkajú zvyšovania traťovej rýchlosti, úpravy staníc a zastávok, či budovania mimoúrovňových križovatiek. Všetky menované ciele sú súčasťou začlenenia siete ŽSR do európskych dopravných ciest. Vedú k splneniu povinnosti rešpektovať medzinárodné dohody AGC a AGTC (Obr. 2) a taktiež technické požiadavky, ktoré zaručujú možnosť ďalšieho rozvoja a zlučiteľnosť s okolitými železničnými správami. [16]



Obrázok 2 Železničné koridory Slovenskej republiky [18]

2.1. Etapy modernizácie

Prioritou prvej etapy modernizácie prostredníctvom čerpania eurofondov vo výške 1,1 miliardy eur v rámci Operačného programu Doprava, ktorý prebiehal v rokoch 2007 – 2013 bolo dokončenie modernizovaných úsekov na rýchlosť vlakov do 160 km/hod. Táto modernizácia sa týkala trate Nové Mesto nad Váhom – Púchov, ktorej súčasťou bolo

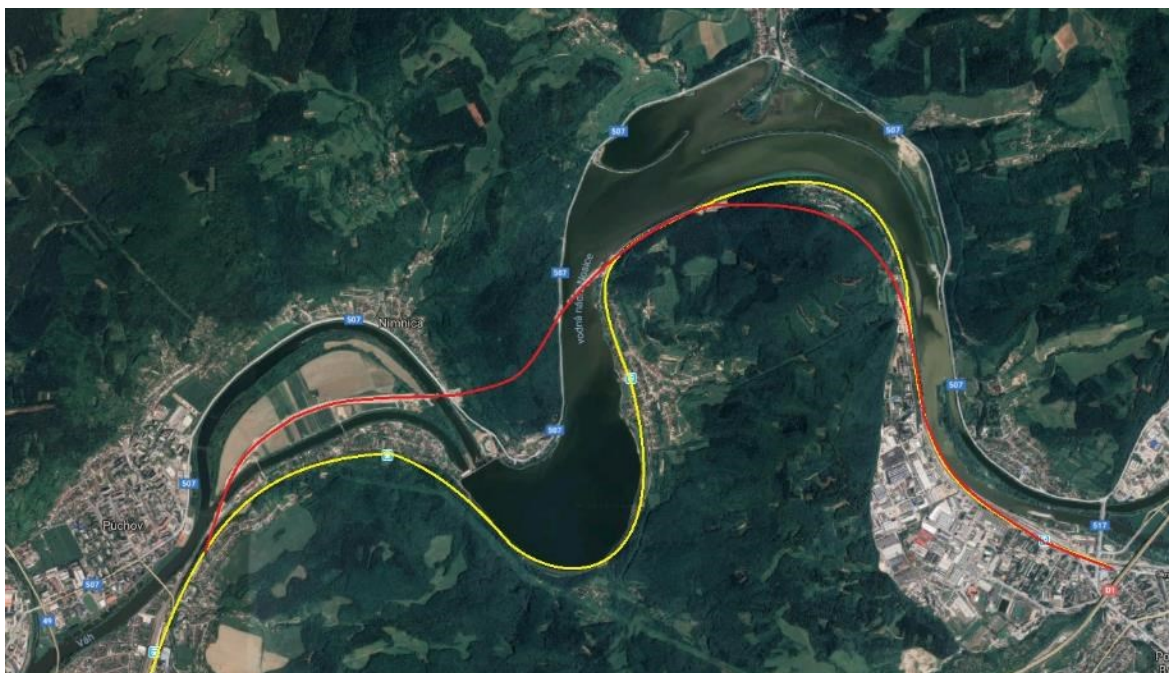
zriadenie centra riadenia dopravy, z ktorého sa diaľkovo ovláda daný úsek. Súčasťou modernizácie bolo zavedenie v úseku Bratislava – Žilina – Čadca – št. hranica SR/ČR, ktorá významne prispieva k riadeniu a bezpečnému chodu vlakov. Ďalšími časťami boli aj modernizačné práce realizované v Čiernej nad Tisou, ktorá je vstupnou bránou k železniciam širokého rozchodu alebo budovanie záchytných parkovísk. V rámci Operačného programu Doprava, boli splnené všetky ambície ŽSR. [16]

V súčasnosti prebieha druhá etapa modernizácie s názvom Operačný program Integrovaná infraštruktúra, ktorý je časovo ohraničený rokmi 2014 – 2020. ŽSR pripravujú v rámci etapy modernizáciu dvoch projektov v celkovej hodnote 650 miliónov eur. Jedným z nich je realizácia prvej etapy modernizácie železničnej trate Púchov – Žilina a to na úseku Púchov – Považská Teplá. Druhým projektom je modernizácia trate Liptovský Mikuláš na úseku Paludza – Liptovský Hrádok. [16]

2.2. Modernizácia úseku Púchov – Považská Bystrica

V rámci výstavby koridoru Bratislava – Žilina – Košice – Čierna nad Tisov na trati Bratislava – Žilina je posledným zostávajúcim úsekom modernizácie trasa Púchov – Považská Bystrica. Jedná sa o časovo, technicky a investičné najnáročnejšiu časť modernizácie v celkovej dĺžke cca 16 km. Realizáciu tohto úseku zabezpečuje Združenie Nimnica, ktoré sa stalo víťazom súťaže. Náklady na projekt sa predpokladajú vo výške 364,9 milióna eur. Výstavba tohto úseku je jedným z cieľov Operačného programu Integrovaná infraštruktúra. [12]

Kľúčovou zmenou v úseku Púchov – Považská Bystrica je zmena polohy železničnej trate (Obr. 3) a s tým spojené zvýšenie rýchlosti na 160 km/hod. Aktuálna trať kopíruje meandre Váhu a prebieha popri vodnej nádrži Nosice. Nová trať skráti aktuálnu trasu železnice o 2,7 km a bude pozostávať z niekoľko nových vybudovaných objektov. Vyššia rýchlosť trate a nové smerovanie prinesie aj zvýšenie hlukovej záťaže, preto budú na viacerých úsekoch budované protihlukové steny. Veľkú pozornosť venuje ŽSR taktiež stavu podzemných vôd v kúpeľoch Nimnica, v závislosti na čom od roku 2009 monitoruje stav a výdatnosť prameňov minerálnych vôd. [12]



Obrázok 3 Zmena trasy železnice [24]

2.3. Nové budované objekty na trase Púchov – Považská Bystrica

Nová trať medzi Púchovom a Považskou Bystricou opustí aktuálnu trať v nžkm 158,398 následne mostom prekoná Nosický kanál, v ktorom sa do budúcnosti predpokladá s plavebnou dráhou ako súčasťou Vážskej vodnej cesty. Práve z dôvodu rešpektovania plavebnej dráhy, dodržania kolmého uloženia konštrukcie a nepriaznivého kríženia trate s prekážkou výrazne narástla dĺžka premostenia. Novo budovaný železničný most bude vzhľadom na smerové pomery dvojkoľajový s dĺžkou 379 m . [12]

Súčasťou projektu je aj realizácia novej železničnej zastávky Nosice s dvoma nástupišťami. Prístup k zastávke bude pomocou novej lávky pre peších. [12]

Ďalším prvkom v trase bude most budovaný cez rieku Váh privádzajúci železničnú trať k tunelu Diel. Poloha mosta je situovaná pod rozdelením pôvodného koryta Váhu a umelého kanála. Hĺbkové založenie mostu je prostredníctvom pilót s priemerom 900 mm, ktoré podopierajú základové dosky pre masívne železobetónové opory, ktoré tvoria spodnú stavbu mostnej konštrukcie. [12]

Prvým z dvoch budovaných tunelov na novej trase železnice je tunel Diel. Samotný tunel prechádza vnútorným kúpeľným územím a ochranným pásmom II. stupňa liečivých zdrojov. Jedná sa o jednorúrovňový, dvojkolažový železničný tunel s osovou vzdialenosťou koľají 4,200 m a dĺžkou 1081,7 m. Návrhová rýchlosť vlakov v tuneli je 160 km/hod pre osobnú a nákladnú dopravu, výhľadovo v prípade použitia vlakových súprav s výkyvnými skriňami 200 km/hod. Tunel je vybavený únikovou štôľňou s dĺžkou 304,150 m a priečnym prepojením do tunelovej rúry s dĺžkou cca 21 m, pričom vyústenie únikovej štôľne je v oblasti východného portálu tunela. Tunel je rozdelený na úseky realizované hĺbením a razením. Hĺbené úseky sú budované v oboch portálových častiach v otvorených stavebných jamách, ktoré budú následne zasypané. Razená časť tunela vzhľadom na podmienky horninového prostredia je realizovaná cyklickým razením podľa zásad NRTM a nedeštruktívnym mechanickým rozpojovaním. [12], [17]

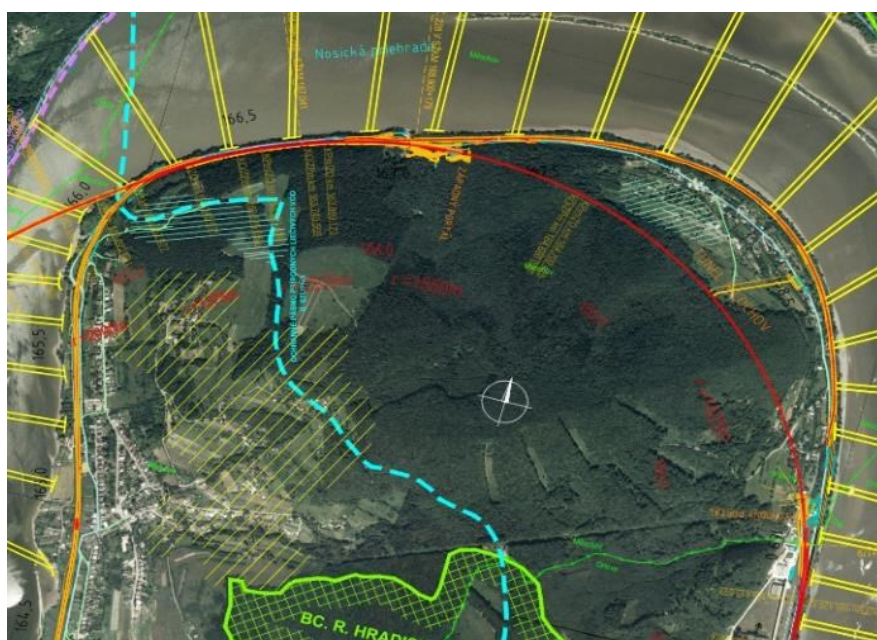
K prepojeniu tunelov Diel a Milochov bude nad Nosickou priehradou nutné vybudovať ďalší most. V súvislosti s upravenými smerovým a výškovým vedením trate je bolo nevyhnutné upraviť projekt aj tohto mostu. Mostu bude založený v dvojítych ohrádzkach na veľkopriemerových pilótach, pričom širokú nosnú konštrukciu podopierajú kruhové piliere s rozšírenými hlavicami a trojicou ložísk. [12]

Druhým budovaným tunelom je tunel Milochov. Rovnako ako v prípade tunela Diel ide o jednorúrovňový, dvojkolažový železničný tunel s osovou vzdialenosťou koľají 4,200 m a dĺžkou 1861 m. Návrhová rýchlosť vlakov v tuneli je 160 km/hod pre osobnú a nákladnú dopravu, výhľadovo v prípade použitia vlakových súprav s výkyvnými skriňami 200 km/hod. Tunel Milochov bude bližšie popísaný v nasledujúcej kapitole. [12]

Za východným portálom tunela Milochov sa trať v nžkm 169,1 napojí na súčasnú polohu trate, ktorá prejde rekonštrukciou. [12]

3. Charakteristika tunela Miločov

Výstavba preložky železničnej trate na svojej trase naráža na vrch Stavná. Južne od miestnej časti Horný Milochov – mestskej časti Milochov mesta Považská Bystrica je práve pre tento účel navrhnutý tunel Milochov, ktorý je jedným z dvoch tunelov budovaných za účelom modernizácie trate na úseku Púchov – Považská Bystrica. Oblasti portálu únikovej štôlne a východného portálu zasahujú do intravilánu miestnej časti Horný Milochov, mimo to je trasa vedená v extraviláne tejto časti (Obr. 4). [15]



Obrázok 4 Celková situácia [1]

Tunel Milochov je navrhnutý ako jednorúrovňový dvojkoľajový tunel pre osobnú a nákladnú dopravu s najvyššou traťovou rýchlosťou do 160 km/hod, v prípade vlakových súprav s výkyvnými skriňami s najvyššou traťovou rýchlosťou do 200 km/hod. [15]

Trasa tunela Milochovej je z geomorfologického hľadiska zaradená do subprovincie Vonkajších západných Karpát, časti Slovensko – Moravské Karpaty celok Považského podolia. Prostredie intenzívne tektonicky porušené, prevrášnené a prestúpené zlomovými poruchami v dôsledku zložitého vývoja bradlového pásma znamená komplikovanú stavbu územia v trase tunela a jemu prislúchajúcich objektov. Za geologickú stavbu územia sú

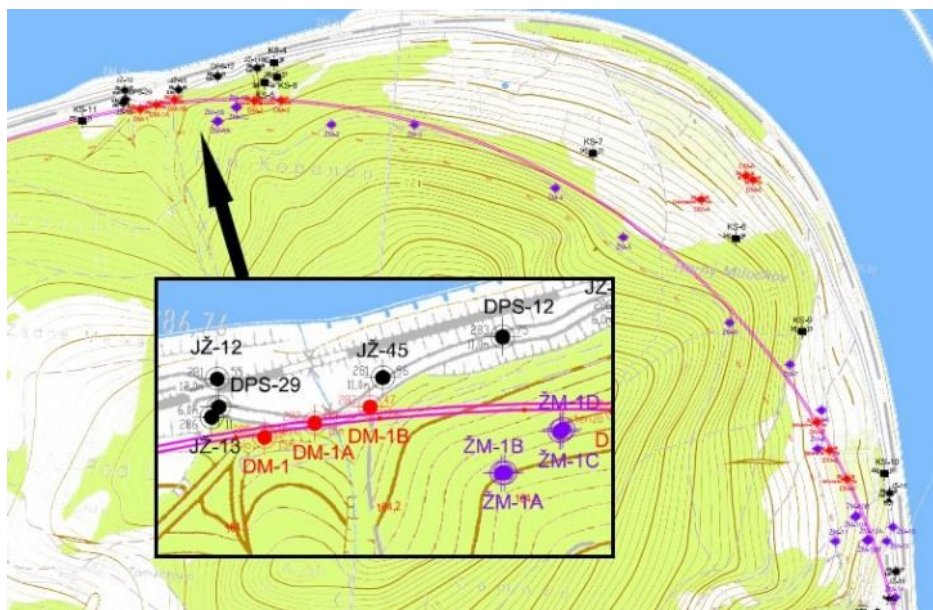
zodpovedné horniny bradlového pásma so zastúpením flyšových súvrství ílovcov, slieňovcov, pieskovcov, zlepcov a taktiež karbonatické horniny bradiel a ich obalu. [12]

Dĺžka tunelovej rúry v osi je 1861 m. Skladá sa z hĺbených častí s dĺžkou 71 m pre východný portál a 20 m pre západný, razený tunel je dĺžky 1770 m a únikovej štôlne vrátane prepojenia s dĺžkou 321,15 m. Celková teoretická plocha svetlého prierezu 79,72 m² je určená tunelovým prierezom s osovou vzdialenosťou koľají 4200 mm, obojstrannými únikovými chodníkmi a bezpečnostným priestorom, poistným priestorom. Tunel je po celej dĺžke vedený v pravotočivom oblúku. Pre koľaj číslo jeden je polomer smerového oblúku 1550 m a pre koľaj číslo dva 1550,2 m. Celkové prevýšenie oboch koľají je v úseku tunela Milochovej 109 mm. [15]

Oblasti východného a západného portálu tunela sú budované v otvorenej stavebnej jame, pričom po dokončení prác budú tieto úseky zasypané a rekultivované. V prípade razenej časti tunelovej rúry je použité mechanické rozpojovanie pomocou tunelbagra v oblastiach priportálových častí, prípadne trhavinovým rozpojaním po zarazení tunelovej rúry do kompaktnejšieho horninového prostredia. Celý proces razenia prebieha cyklickým spôsobom podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy. Na základe zložitosti horninového prostredia a s tým spojenými prostriedkami zabezpečenia sa používajú vystrojovacie triedy 2, 3, 4, 5a, 5b a 6. NRTM cielene využíva nosné vlastnosti horninového prostredia s cieľom optimalizovať proces razenia a zabezpečovania výrubu a minimalizovať s tým spojené ekonomické náklady. Stabilita výrubu je prvotne zabezpečená primárnym ostením zloženým zo striekaného betónu, sietí a oceľových výstužných rámov. Po ustálení napätovo – deformačného stavu v okolí výrubu je budované sekundárne ostenie. Konštrukcia sekundárneho ostenia hornej klenby je z prostého betónu, resp. zo železobetónu v miestach napojenia únikovej cesty a výklenkov. Rovnako je vystužené ostenie aj v úsekoch s nízkym nadloží, s geologickými poruchami a nadmernými, prípadne neustálenými deformáciami počas razenia. [12]

Ochrana pred podzemnou vodou je zabezpečená systémom tzv. dáždika. Bočné drenáže sú z perforovaných rúr a odvodnenie tunela je umiestnené v pätách klenby medzi konštrukciami primárneho a sekundárneho ostenia. [12]

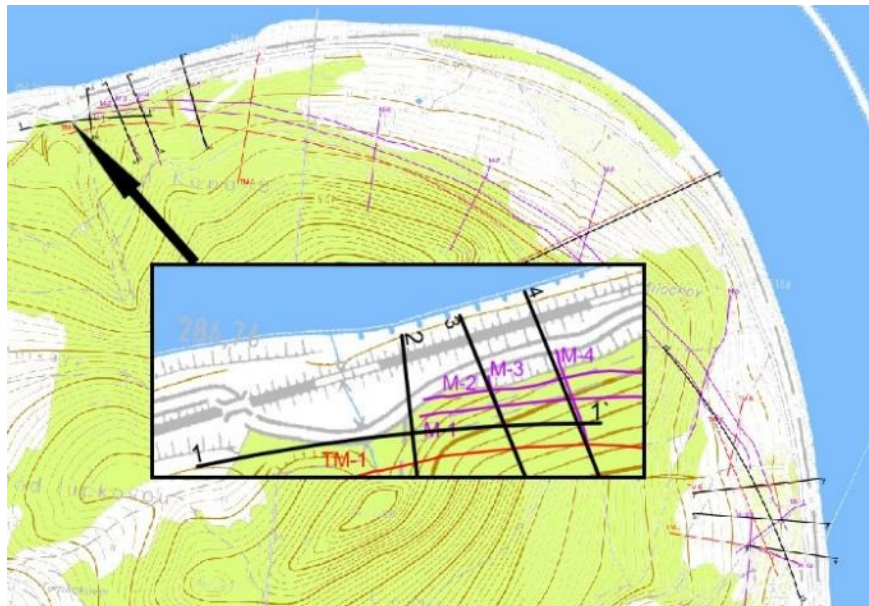
na mostný objekt cez údolie bezmenného potoka. Geologické pomery boli overené archívnymi prieskumnými vrtmi ŽM-1A, ŽM-1B, ŽM-1C a ŽM-1D (Obr. 6).



Obrázok 6 Poloha prieskumných vrtov [6]

Na základe geofyzikálnych prác, vyhodnotenia vrtov a analýzy geotechnických parametrov bol firmou CADECO skonštruovaný a prepočítaný stabilitný rez 1-1' v oblasti západného portálu (Obr. 7). Výpočet stability bol realizovaný Pettersonovou prúžkovou metódou a aplikáciou numerického modelovania v programe GEO5 s použitím výpočtu podľa Sarma a Spencera. Stabilitné pomery boli vyhodnotené v troch predpokladaných priebehoch šmykovej plochy. V čase prieskumu, kedy bola úroveň podzemnej vody pod úrovňou predpokladaných šmykových plôch bol dosiahnutý stupeň stability 1,11 – 1,18. Pri zvýšení podzemnej vody o 3,0 m sa stupeň stability očakávané znížil na hodnotu 1,02 – 1,10. V oboch prípadoch sa na výpočet používali efektívne parametre šmykovej pevnosti ($\varphi_{ef} = 27^\circ$ resp. 24° a $c_{ef} = 14$ kPa resp. 10 kPa). Stabilitný posudok pre obe varianty sa javí ako nedostatočný, nakoľko minimálny požadovaný stupeň stability je 1,5. Vzhľadom na prejavy aktivity svahových deformácií v predmetnom profile v minulosti bolo vhodnejšie vychádzať pri posudzovaní stability z parametrov reziduálnej šmykovej pevnosti ($\varphi_{rez} = 24,3^\circ$ resp. $18,8^\circ$ a $c_{rez} = 12$ kPa resp. 0 kPa). Pri týchto okrajových podmienkach naznačovali dosiahnuté výsledky stavu bez vody ($0,89 - 1,04 < 1,15$) lokálnu nestabilitu, pričom zvýšenie hladiny vody o 3,0 m tento stav len zväčšuje ($0,86 - 1,02 < 1,15$). Pomocou stabilitných výpočtov bolo poukázané na fakt, že pri hĺbení zárezu bolo nutné zabezpečiť okrem odvodnenia nad

hranou zárezu (odvodňovací rigol) aj priebežné odvodnenie (operatívne odvodňovacie návrty) pri spevňovaní steny zárezu opatreniami dočasného charakteru alebo sanačnými prvkami trvalého charakteru. [6]



Obrázok 7 Stabilitný rez 1-1' v oblasti západného portálu [6]

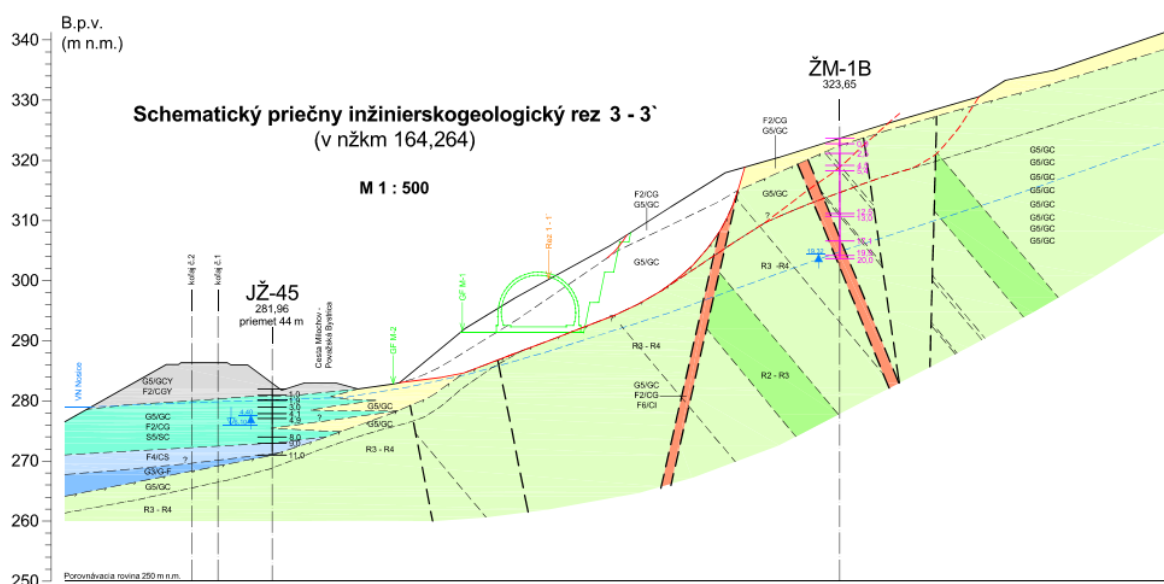
4.2. Geologická charakteristika

Územie pokrýva vrstva deluviálnych sutí s rozličným obsahom úlomkov podložných hornín charakteru prevažne ílu štrkovitého až štrku ílovitého (F2/CG až G5/GC) zatriedených v zmysle STN 73 1001. Hrúbka delúvia siaha na eróznej plošine do hĺbky 0,5 m až cca 7,0 m v päte svahu. Výsledkom geofyzikálnych meraní je predpoklad zahrnutia silne zvetraného podložného súvrstvia ílovcov do zosuvného delúvia. Podložie je tvorené horninami nimnického súvrstvia. V pripovrchovej oblasti je masív silne zvetraný a rozvolnený, hornina má charakter ílovitej zeminy (G5/GC, F2/CG, R4-5). Silné tektonické porušenie masívu v tejto oblasti vedie k degradácii parametrov. Na kontakte kvartérnych zemín s podložíom je súvrstvie pieskovcov a ílovcov rozblokované a hákované.

Prostredníctvom geofyzikálnych meraní nebola jednoznačne určená prítomnosť bazálnej šmykovej plochy, napriek tomu na základe morfológie terénu a vrtných prác je

predpokladané porušenie svahovými pohybmi charakteru plošných zosuvov a blokových deformácií. Lesný porast nad budúcim portálovým zárezom javí známky tzv. opitého lesa, čo ukazuje nestabilitu deluviálneho pokryvu. Z hľadiska svahových pohybov ide o kombináciu zosúvania deluviálnych zemín, pričom šmyková plocha sa nachádza relatívne plytko pod terénom a zosúvania blokov podložných zvetraných hornín po predisponovaných vrstvách, kde sa šmyková plocha nachádza v hĺbke 10 – 15 m a viac.

Pre znázornenie geologických pomerov v oblasti západného portálu tunela bol skonštruovaný schematický priečný inžinierskogeologický rez 3 – 3' (Obr.8). [6]



Obrázok 8 Schematický priečný inžinierskogeologický rez [6]

4.3. Hydrogeologická charakteristika

Zmena nivelety tunela v projektovej príprave so sebou priniesla zhoršenie hydrogeologických pomerov v oblasti západného portálu a západnej časti samotného tunela. V portálovej oblasti bude tunel atakovaný priesakovými vodami počas zrážok. V hlbších častiach masívu sú hlavnými vodonosnými cestami tektonicky porušené zóny resp. výraznejšie polohy pieskovcov.

V staničení od 164,700 neboli na povrchu územia zistené žiadne vývery podzemnej vody, či už vo forme prameňov alebo zamokrených území svahu. Daná oblasť územia je z jednej časti ohraničená strmým bezmenným potokom a z druhej tektonickou bariérou. Nízka infiltrácia zrážok a s tým spojené nízke zvodnenie v tomto úseku je dôsledkom strmého svahu a nízkej priepustnosti pokryvných útvarov.

V oblasti portálu boli zabudované pozorovacie vrty ŽM-1B a ŽM-1D a vrt DM-3, ktorý bol vybavený elektrickým piezometrickým snímačom pre kontinuálny zber dát. Pomocou archívnych prieskumných vrtov ŽM-1B, ŽM-1C, ŽM-1D a ŽM-2 bola zistená hladina podzemnej vody pomerne hlboko v podložných mezozoických horninách v úrovni 19,32 až 34,34 m p. t. Iba vrt ŽM-1A preukázal hladinu podzemnej vody vo vyššej úrovni a to 9,53 – 10,46 m p. t. V priebehu tejto etapy vŕtania nebolo možné vzhľadom na použitú technológiu vŕtania s vodným výplachom určiť narazenú a ustálenú hladinu podzemnej vody.

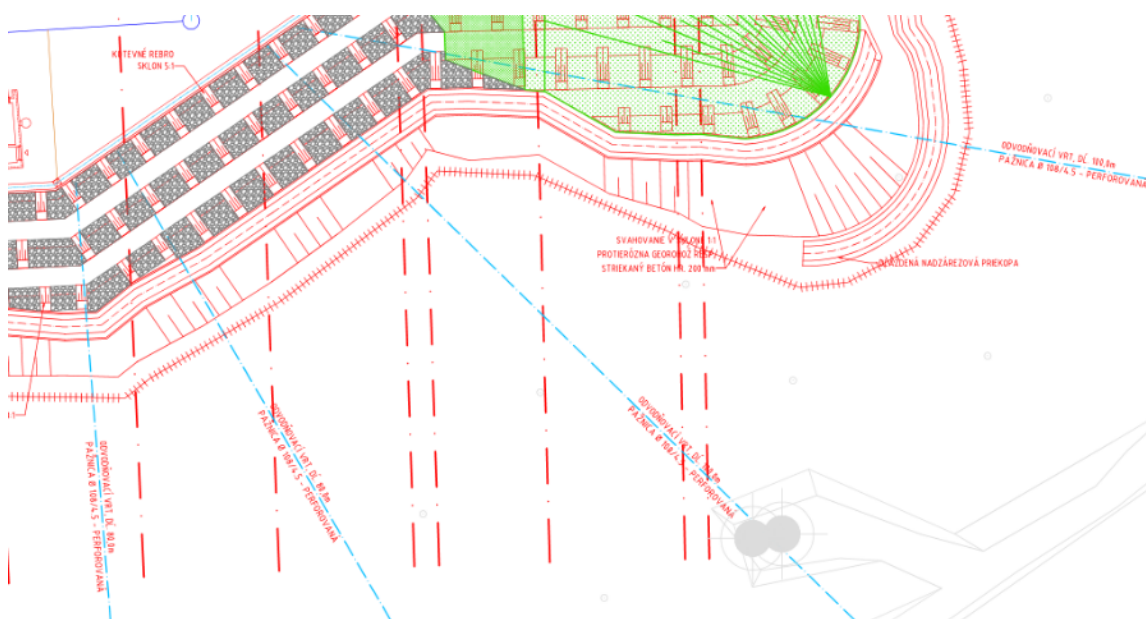
Masív je v km 164,700 až 165,000 na rozhraní mezozoických pieskovcov, tvoriacich vrchnú časť masívu Stavná a mezozoických slienitých sedimentov (ílovcov) ohraničený tektonickou líniou SV-JZ smeru odvodňovaný sústavou puklinových prameňov PM-5 až PM-7, ktoré tvoria jednotnú pramennú líniu vodových a plošných výverov s celkovou výdatnosťou $Q_{\text{celk}} = 0,246$ l/s. Tieto pramene patria k najvýdatnejším výverom podzemnej vody v západnej časti obce Horný Milochov. Nižšie v smere svahu boli dokumentované ešte dva menšie pramene a to puklinovo – suťový výver PM-4 s výdatnosťou $Q = 0,033$ l/s a suťový výver PM-8 s nepatrnou výdatnosťou. Výver podzemnej vody PM-9 najnižšie zachytený, ktorý je s najvyššou výdatnosťou $Q = 0,173$ l/s.

V dôsledku drenážneho účinku vyrazením tunela Milochov v km 164,700 až 165,000 v masíve s priečnym tektonickým porušením SZ-JV smeru bol pravdepodobný primárny zásah do režimu prameňov PM-5 až PM-7 nachádzajúcich sa v osi priamo v nadloží nad tunelovou rúrou. Sekundárne ovplyvnenie aj u nižšie položeného zdroja PM-9, ktorý je využívaný ako zásobovanie pre najmenej štyri domácnosti. V tomto úseku sú odhadované okamžité prítoky podzemnej vody do tunela 3 – 7 l/s akumulovaných v systéme puklín tektonického porušenia vo forme statických zásob, po ktorých odtečení z masívu bude trvalý prítok rádovo nižší. [6]

4.4. Odvodnenie portálového predzárezu

Po odlesnení priestoru predzárezu je v polohe nad zárezom zhotovená dláždená priekopa so úklonom závislým na pozdĺžnom sklone svahu. Priekopa je budovaná z tvárnic a betónovej prídlažby osadenej do štrkového lôžka a betónu C16/20.

Na zníženia hladiny podzemnej vody je zabezpečené hĺbkové odvodnenie pomocou dvoch vejárov horizontálnych odvodňovacích vrtov. Ich umiestnenie (Obr. 9) je volené v závislosti na obmedzení možnosti stretu alebo poškodenia horninových kotiev. Vrty sú odklonení od horizontály o 10° . Dva z nich tvorí plná pažnica $\phi 133$ mm s dĺžkou 10 m, perforovaná pažnica $\phi 108$ mm, dĺžky 100 m a ostatné dva plná pažnica $\phi 133$ mm dĺžky 10 m, perforovaná pažnica $\phi 108$ mm a dĺžkou 80 m. V jednotlivých etážach hĺbenia sú navrhnuté krátke odvodňovacie vrty dĺžky 5 m, vo vzdialenosti každých 10 m.

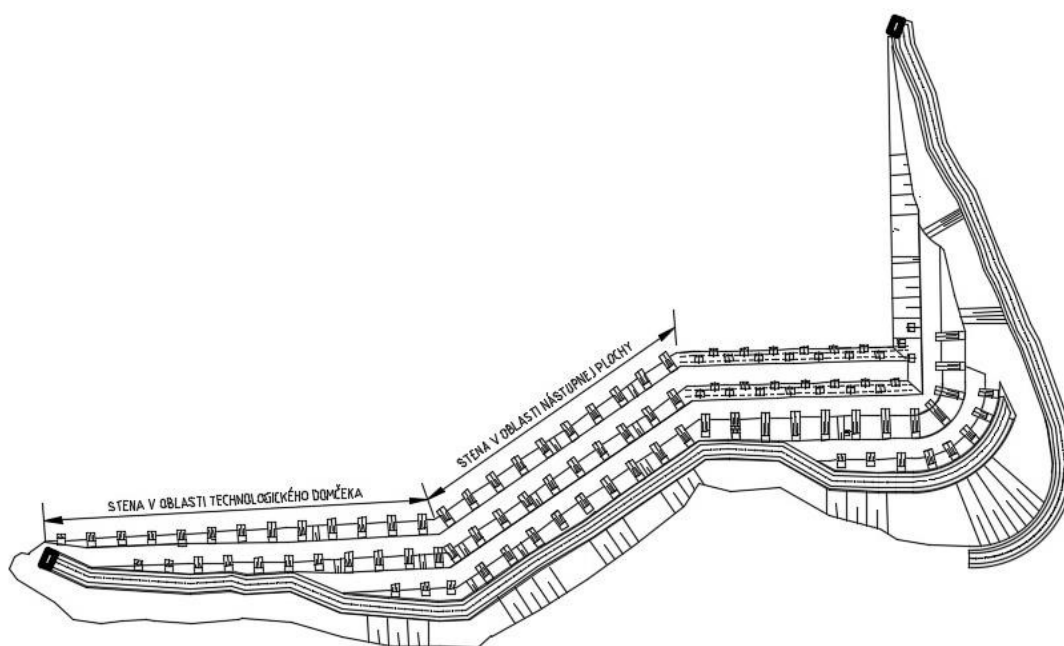


Obrázok 9 Umiestnenie horizontálnych odvodňovacích vrtov [1]

Povrchové odvodnenie jednotlivých etáží zabezpečujú rigoly, ktoré sú súčasťou stavebných lavíc a vytvorené v procese zabezpečovania svahov jednotlivých etáží pomocou striekaného betónu. [1]

4.5. Stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka

Stavebná jama s hĺbkou 9,53 m až 21,07 m v priestore za budúcim technologickým domčekom a 20,95 m až 23,05 m v oblasti nástupnej plochy (Obr. 10) je zhotovená postupným hĺbením a zabezpečovaním svahov celkovo v štyroch častiach, ktoré sú rozdelené lavicami šírky 1,5 m. Celková dĺžka tejto časti je približne 59,49 m. Výkres zabezpečenia steny je súčasťou prílohy číslo 2.



Obrázok 10 Stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka [1]

Stabilita vrchného svahu s premenlivou výškou je primárne zabezpečená svahovaním steny v sklone 1:1 a následne bude na túto stenu uložený drôtokamenný matrac hrúbky 150 mm, upevnený pomocou U-kotiev dĺžky 1,0 m v rastri 0,5 x 0,5 m.

Druhú časť stavebnej jamy tvorí svah so sklonom 3:1 primárne zabezpečený striekaným betónom C25/30-XC4, XF3 hr. 150 mm. Sústava stabilizácie pomocou striekaného betónu je zhotovená ako viacvrstvová konštrukcia s hrúbkou jednej vrstvy betónu 50 mm, ktorá je vystužená pomocou dvoch vrstiev sietí $\phi 8/100/100$. Ďalším prvkom sú zemné klnice s priemerom 32 mm a dĺžkou 2,0 m v hornom rade a 4,0 m v spodnom rade, ktoré sú ukladané v rastri 1,5 x 1,5 m. Odklon klnicov od horizontály predstavuje 11° . Klnice

sú vkladané do vrtov s priemerom min. 72 mm a opatrené hlavou (závit M30, matica M30, platňa 200 x 200 x 10 mm). Posledným prvkom zabezpečenia tejto časti sú 6 pramencové trvalé lanové kotvy s priemerom jednotlivých pramencov 15,5 m a dĺžkou 18 resp. 21 m, ktoré sú kotvené cez kotevné rebrá rozmeru 0,8 x 4,25 m, hrúbky 0,6 m z betónu C30/37-XC4, XA1.

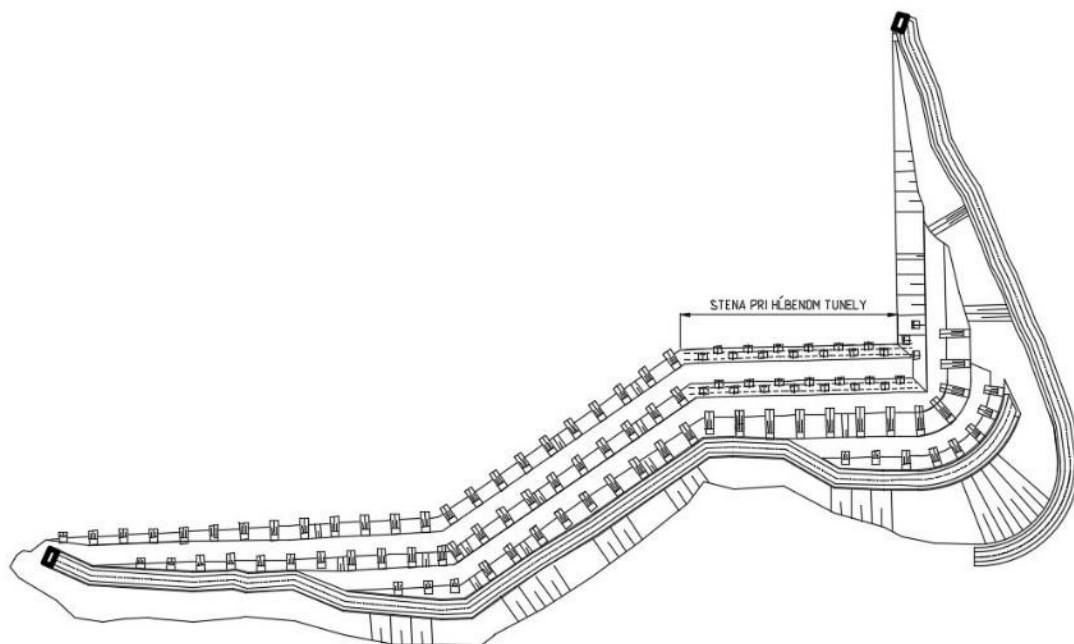
Nasledujúci svah je navrhnutý v sklone 5:1 a jeho stabilita je ihneď po odkopaní zabezpečená približne rovnakou konštrukciou striekaného betónu ako v predchádzajúcom prípade, rozdiel je však v použití sietí. V tomto prípade sú na vystuženie betónu použité siete $\phi 8/150/150$. Zemné klinec s priemerom 32 mm umiestené v tejto časti sú ukladané do vrtov s priemerom min. 93 mm. Dĺžka klinec v hornom rade predstavuje 2,0 m so sklonom 11° a v spodnom rade 4,0 m s rovnakým sklonom. Klinec sú uložené v rastri 1,5 x 1,5 m a každý z nich je opatrený hlavou (závit M30, kotevná matica 55 x 60 mm, platňa 200 x 200 x 10 mm). Lanové kotvy dĺžky 17 resp. 15 m s uhlom odklonu 11° od horizontály sú kotvené pomocou kotevných dosiek. Jednotlivé dosky majú rozmer 0,8 x 0,8 m s hrúbkou 0,3 m z betónu C30/37-XC2, XA1.

Poslednou časťou steny v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka je stena so sklonom 5:1. Táto stena je taktiež primárne zabezpečená konštrukciou z troch vrstiev striekaného betónu C25/30-XC4, XF3 s hrúbkou jednej vrstvy 50 mm, medzi ktoré je kladená výstužná sieť $\phi 8/100/100$. Celková hrúbka tejto konštrukcie predstavuje 150 mm. Horninové klinec použité v tejto časti majú dĺžku 8,0 m, priemer 32 mm, ukladané sú v rovnakom rastri a sklone ako pri predošlých častiach. Jednotlivé klinec sú opatrené hlavou (závit M30, kotevná matica 55 x 60 mm, platňa 200 x 200 x 100 mm). V tejto časti sú umiestené trvalé lanové kotvy kotvené cez kotevné rebrá. Dĺžka kotiev je 15 a 14 m a sklon 11° od horizontály. Kotevné rebrá sú z betónu C30/37-XC2, XA1 a ich rozmer predstavuje 0,8 x 4,25 m s hrúbkou 0,6 m. [1]

4.6. Stena pri budúcej konštrukcii hlbeného tunela

Časť stavebnej jamy, ktorá sa nachádza bezprostredne za budúcou konštrukciou hlbeného tunela (Obr. 11) s dĺžkou okolo 21 m a premennou výškou dosahujúcou až 30,78 m

je budovaná v šiestich postupne na seba naväzujúcich častiach rozdelených pomocou stavebných lavíc šírky 1,5 m. Pohľad na stenu je súčasťou prílohy číslo dva.



Obrázok 11 Stena pri budúcej konštrukcii hlbeného tunela [1]

Prvá časť zárezu je vyhlbená v svahovaní 1:1, čo zabezpečuje jej primárnu stabilitu. Na podporu stabilizácie svahu je použitý drôtokamenný matrac hr. 150 mm, zafixovaný U-kotvami dĺžky 1,0 m rastri 1,5 x 1,5 m.

Ďalšia časť budovaná v skole 3:1 je zabezpečená lanovými kotvami dĺžky 18 resp. 21 m a odklonom 11° od horizontály. V mieste napájania sa tohto svahu na stenu pri nástupnej ploche prechádza sklon svahu na 1:1, pričom bude opatrený protieróznou georohožou zafixovanou zemnými klincami dĺžky 2,0 m v rastri 1,5 x 1,5 m.

Odbúraním ďalšej časti v sklone 3:1 je prehĺbená stavebná jama o niečo cez 7 m. Jej stabilita je ihneď zabezpečená prostredníctvom striekaného betónu C25/30-XC4, XF3 hrúbky 150 mm. K zlepšeniu zabezpečenia svahu je konštrukcia striekaného betónu vystužená pomocou sietí 2 x $\phi 8/100/100$. Zemné klince v tejto časti sú s dĺžkou 2,0 m v hornom a 4,0 m v spodnom rade. Priemer klincov predstavuje 32 mm, sú uložené v rastri 1,5 x 1,5 m a opatrené hlavou (závit M30, matica M30, platňa 200 x 200 x 10 mm). Uhol odklonu od horizontály predstavuje u klincov a rovnako aj u kotiev 11°. V tejto časti sú

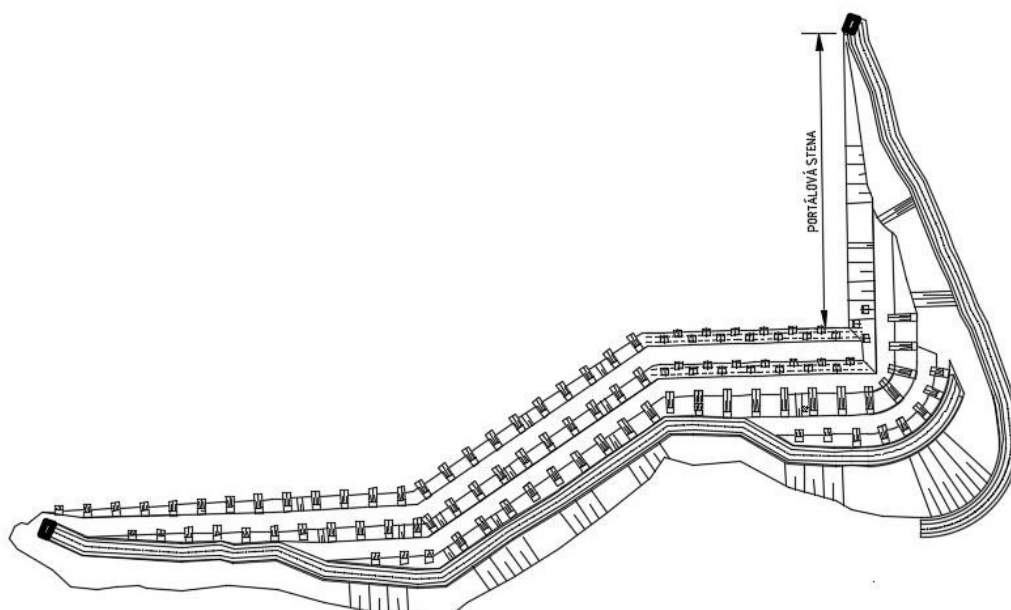
umiestnené tiež trvalé lanové kotvy s osovou vzdialenosťou 3,0 m, dĺžkou 17 resp. 15 m, ktoré sú kotvené cez kotevné rebrá 0,8 x 4,25 m hrúbky 0,6 m zhotovené z betónu C30/37-XC4, XA1.

Predposledná stena zárezu je budovaná v sklone 5:1 a primárne zabezpečená pomocou konštrukcie hrúbky 150 mm. Táto konštrukcia je zložená z troch 50 mm vrstiev striekaného betónu C25/30-XF4. XC3 a dvoch vrstiev výstužných sietí $\phi 8/100/100$. K stabilizácii svahu prispievajú značnou mierou aj zemné klince s priemerom 32 mm, ukladané v rastri 1,5 x 1,5 m. dĺžka klincom v hornom rade je 2,0 a v spodnom 4,0 s uhlom odklonu od horizontály 11°. Každý kliniec je opatrený hlavou (M30, matica M30, platňa 200 x 200 x 10 mm). Lanové kotvy majú dĺžku 15 resp. 14 m a rovnaký odklon ako zemné klince. Sú kotvené pomocou kotevných dosiek rozmeru 0,8 x 0,8 m hrúbky 0,3 m z betónu C30/37XC2, XA1.

Spodná časť so svahovaním 5:1 je po odbúraní zabezpečená striekaným betónom C20/25-X0 hr. 150 mm, ktorý je zhotovený v troch vrstvách po 50 mm a vystužený dvoma vrstvami sietí $\phi 8/100/100$. Ďalším prvkom zabezpečenia sú zemné klince ukladané do vrtov s priemerom min. 72 mm v rastri 1,5 x 1,5 m. Priemer klincov predstavuje 32 mm a sú ukladané pod uhlom 11° od horizontály. Dĺžka klincov je 2,0 m v hornom a 4,0 m v spodnom rade. Posledným prvkom zabezpečenia sú trvalé lanové kotvy kotvené cez kotevné rebrá rovnaké ako v predchádzajúcej etáži hĺbenia. Dĺžka kotiev je 14 m. [1]

4.7.Portálová stena

Portálová stena (Obr. 12), z ktorej prebieha razenie tunelovej trúby je pri zhotovení portálového predzárezu rozdelená na štyri časti. Jej dĺžka predstavuje asi 29,73. Výkres pohľadu na portálovú stenu je súčasťou prílohy číslo dva.



Obrázok 12 Portálová stena [1]

Prvá časť svahu so sklonom 1:1 bude po dokončení portálu zabezpečená pomocou drôtokamenného matracu hrúbky 150 mm zafixovaného do masívu prostredníctvom U-kotiev dĺžky 1,0 m, ktoré sú rozmiestnené v rastri 1,5 x 1,5 m.

Ďalšia časť svahu je oddelená lavicou šírky 1,4 a navrhnutá v sklone 3:1. Stabilizáciu svahu zabezpečuje konštrukcia zo striekaného betónu C25/30-XC2, XF3 v troch vrstvách po 50 mm, ktorá je vystužená dvomi vrstvami sietí $\phi 8/100/100$. Následným prvkom zabezpečenia sú zemné klinec a horninové kotvy. Zemné klinec s priemerom 32 mm, dĺžkou 2,0 m v hornom a 4,0 m v spodnom rade, s uhlom odklonu 11° od horizontály sú opatrené hlavicou (závit M30, matica M30, platňa 200 x 200 x 10 mm). Kotvy dĺžky 18 resp. 21 m s rovnakým sklonom ako zemné klinec sú kotvené cez kotevné rebrá rozmeru 0,8 x 4,25 m, hrúbka 0,6 m z betónu C30/37-XC4, XA1.

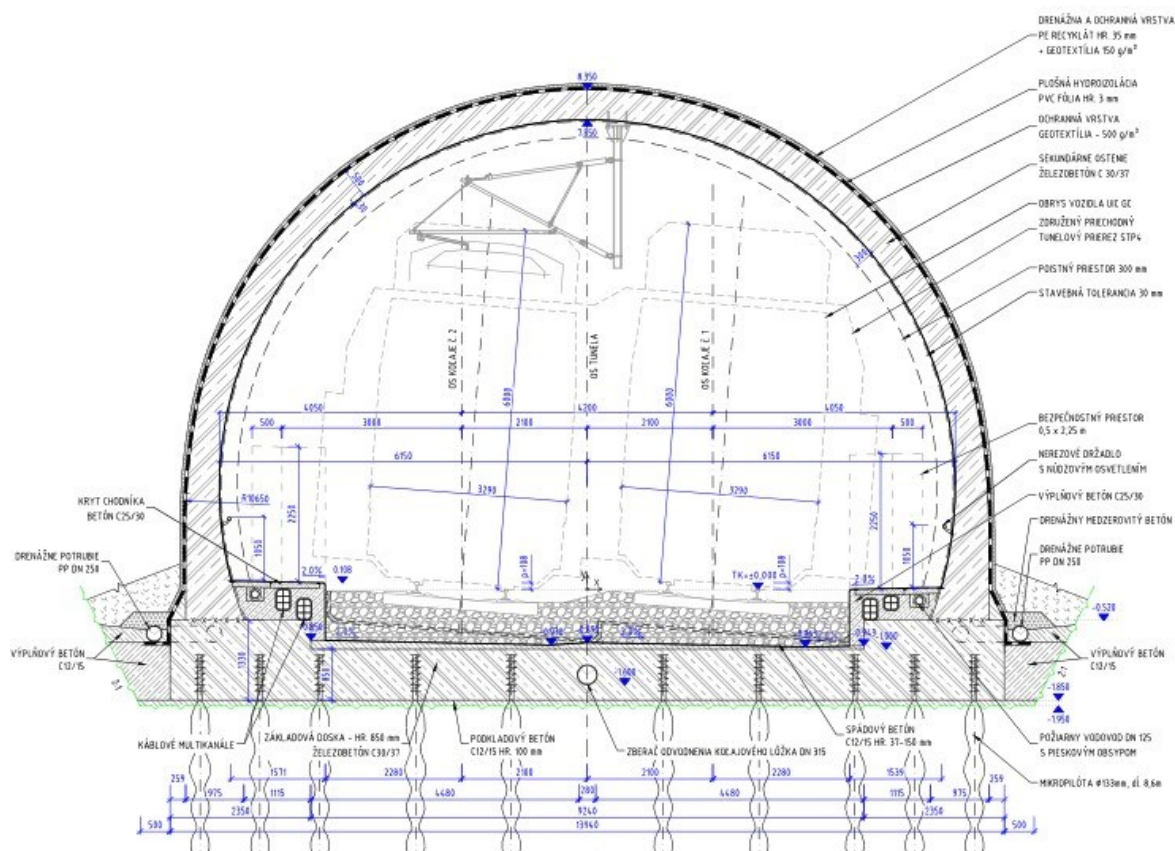
Tretia časť zabezpečenia je tvorená rovnakou konštrukciou z betónu a výztužných sietí. Ďalej zabezpečená pomocou zemných klinecov a kotiev s odklonom 11° od horizontály. Rozdiel je však v použitých kotvách. Na zabezpečenie tejto steny sú použité lanové kotvy s dĺžkou 17 resp. 15 m.

Posledná časť je budovaná v sklone 5:1. Zabezpečená opäť striekaným betónom C20/25-X0 hrúbky 200 mm, vystuženým pomocou sietí $\phi 8/100/100$. Ďalším prvkom sú

zemné klince s priemerom 32 mm, dĺžkou v hornom rade 2,0 m a v spodnom 4,0 m. Jednotlivé klince sú opatrené hlavou (závit M30, matica M30, platňa 200 x 200 x 10 mm). Sklon klinec v oblasti mikropilótového dáždnika je 5° mimo dáždnik 11°. V tejto časti sú umiestnené trvalé lanové kotvy dĺžky 15 resp. 14 m. Kotvy sú kotvené cez kotevné dosky s rozmerom 0,8 x 0,8 m, hrúbky 0,6 m z betónu C25/30X0. V tejto stene v priestore tunelovej rúry sú navrhnuté miesto klinecovanej zeminy sklolaminátové kotvy. Kotvy sú injektované ako typ ES 60 s únosnosťou 600 kN a dĺžkou 8,0 m. [1]

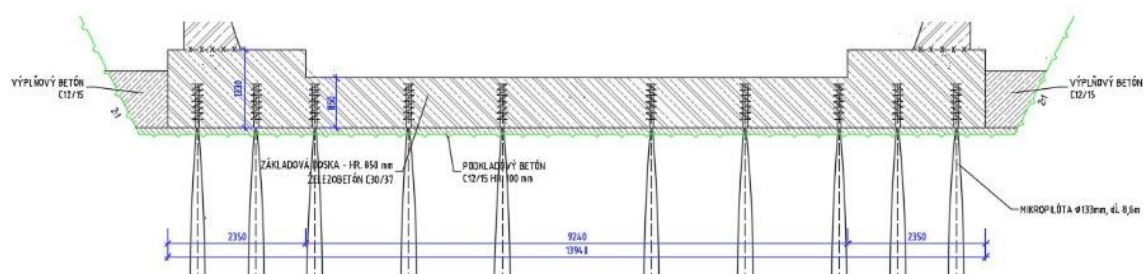
4.8. Hĺbený tunel

Konštrukcia hĺbeného tunela (Obr. 13) je tvorená základovou doskou a ostením – klenbou tunela. Je navrhnutá ako monolitická železobetónová konštrukcia triedy betónu C30/37. Šírka ostenia v hornej a bočnej časti je 500 mm a zväčšuje sa v bokoch smerom k základovej doske na 975 mm.



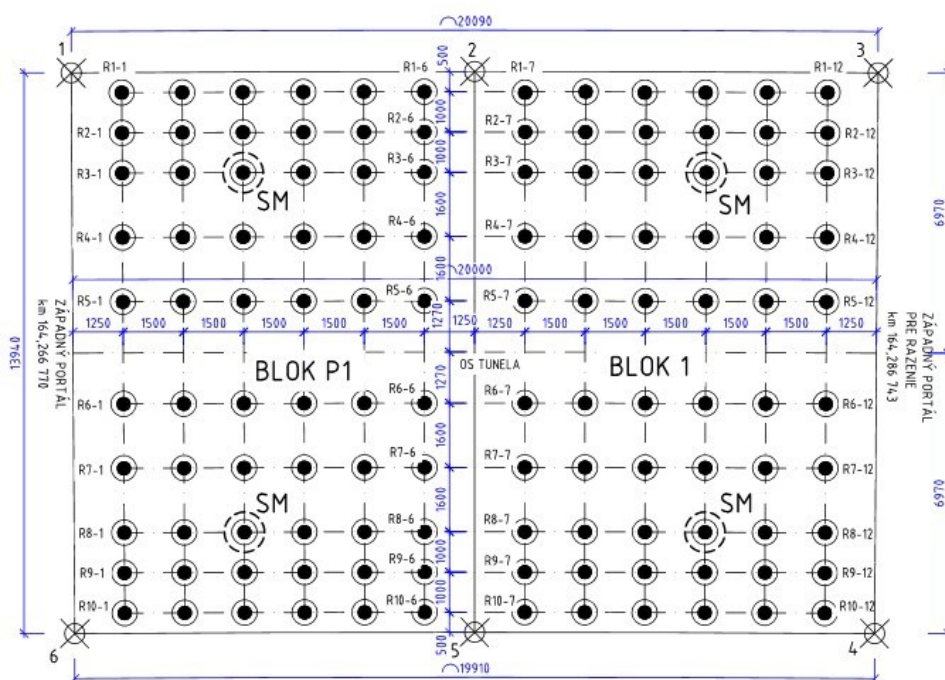
Obrázok 13 Vzorový priečný rez hĺbeným tunelom [1]

Základová doska (Obr. 14) je vyhotovená na podkladovú vrstvu vyrovnávacieho betónu C12/15 hrúbky približne 100 mm. Jedná sa o železobetónovú dosku triedy betónu C30/37 o pôdorysných rozmeroch približne 20,00 x 13,94 m. Jej hrúbka predstavuje 0,85 m zvýšených v miestach napojenia ostenia na 1,33 m.



Obrázok 14 Rez základovou doskou [1]

Základy dosky tvorí skupina 120 kusov mikropilót (Obr. 15), ktoré sú vyhotovené ako výstužná oceľová trúbka $\phi 76/10$ mm triedy ocele S235 vkladaná do vrtu s priemerom 133 mm. Vzniknutý priestor medzi mikropilótou a vrutom, rovnako aj priestor vnútri oceľovej trúbky mikropilóty je vyplnený cementovou suspenziou CEM II/A-S 32,5. Celková dĺžka je 8,6 m z čoho výstužná trúbka mikropilóty má dĺžku 8,0 m a 0,6 m predstavuje nádstavce zabetónované v základe. Jednotlivé mikropilóty sú dimenzované na únosnosť 300 kN.



Obrázok 15 Rozmiestnenie mikropilót v základovej doske [1]

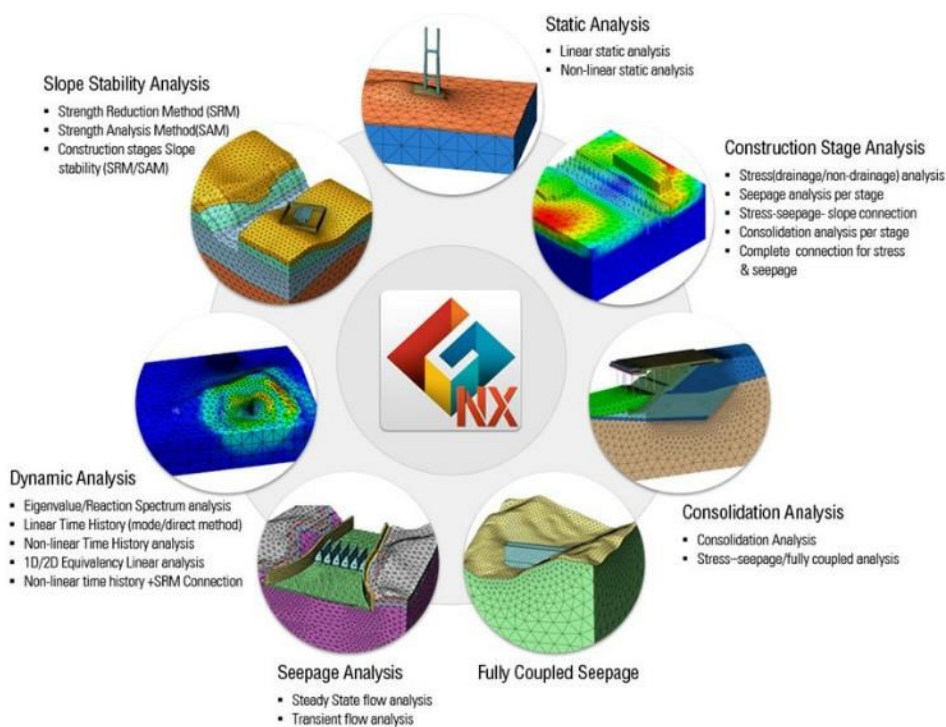
Celková dĺžka hĺbenej časti tunelovej rúry predstavuje 20 m. Je zhotovená z dvoch blokov dĺžky 10 m rozdelených pracovnou škárou. Betonáž jednotlivých blokov je navrhnutá pomocou vnútornej ocelevej formy (posuvného debnenia) a vonkajšieho debnenia. Vnútorný tvar konštrukcie razeného tunela je zhodný s vnútorným tvarom konštrukcie hĺbeného tunela.

Hydroizolácie tunelových rúr sú realizované pomocou drenážnej a ochrannej vrstvy PE recyklátu hrúbky 35 mm spojenej s geotextíliou 150 g/m^2 , plošnej hydroizolačnej PVC fólie hrúbky 3 mm a ochrannej vrstvy geotextílie 500 g/m^2 . Hydroizolácia je prichytená pomocou PVC nastrelovacích úchytiak. [1]

5. Tvorba numerického modelu

5.1.Charakteristika softvéru Midas GTS NX

Pre tvorbu numerického modelu bol zvolený softvér Midas GTS NX, ktorý pokrýva veľký objem aplikácie na riešenie geotechnických situácií (Obr. 16). Využíva sa pre tvorbu 2D a 3D modelov zaoberajúcich sa riešením problematiky hlbinných základov, výkopov, komplexných tunelových systémov, prúdením vody, dynamickou analýzou, konsolidačnou analýzou a stabilitou svahov. [19]



Obrázok 16 Aplikácie softvéru Midas GTS NX [19]

5.2.Materiálové modely

Na definovanie materiálového modelu pre geológiu a jednotlivé prvky použité v modeli, bolo potrebné najskôr určiť, či sa jedná o izotropný alebo anizotropný materiál, prípadne či ide o konštrukciu pilot alebo rozhranie. Vloženie rozhrania (interface) medzi kontakt zeminy a konštrukcie znamená simuláciu chovania medzi zeminou a konštrukciou.

Pri tvorbe modelu geológie a ostatných prvkov bol zvolený izotropný materiál, čo znamená rovnaké vlastnosti v každom smere. V prípade izotropného materiálu ide o najčastejšie používaný model reprezentujúci chovanie vlastností pre lineárne elastické, nelineárne elastické a elasto – plastické materiály.

5.2.1. Mohr – Coulumbov model

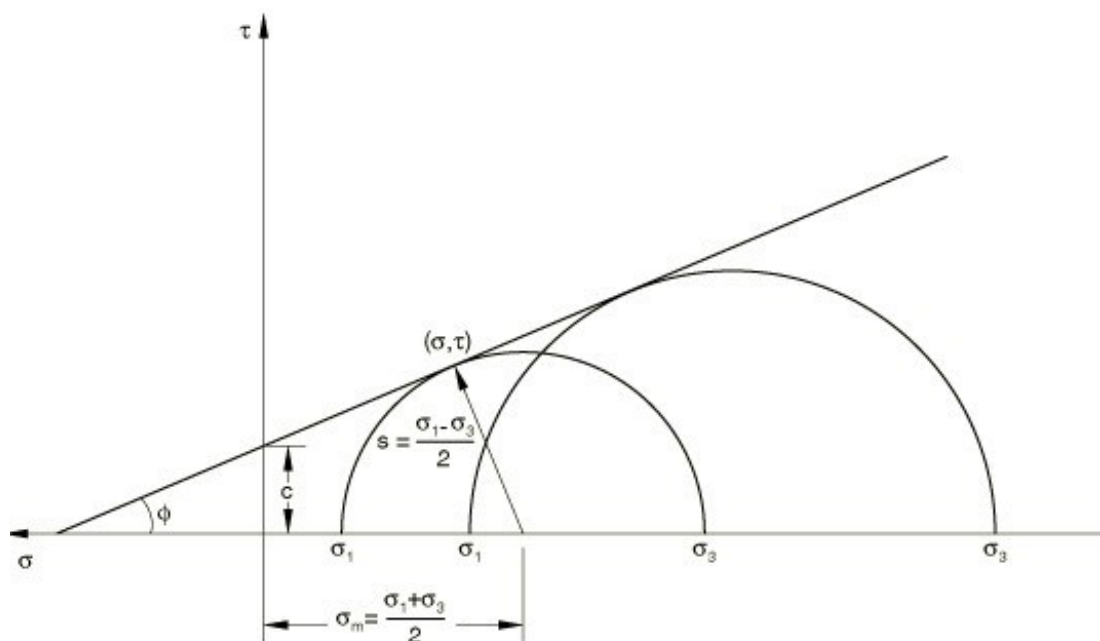
Mohr – Coulumbov model je definovaný ako pružný, ideálne plastický materiál bez spevnenia. Je založený na predpoklade lineárne pružného chovania materiálu až do medze plasticity, pričom do jej dosiahnutia dochádza k vratným deformáciám. Po prekročení medze plasticity prebiehajú pri konštantnom napätí plastické deformácie. Model nezohľadňuje zmenu tuhosti v závislosti na pretvorení ani rozdielnu tuhosť pri zaťažovaní a odťažovaní.

Všetky spomenuté predpoklady ukazujú spoľahlivé výsledky pre všeobecnú nelineárnu analýzu pôdy a je široko používaný pri simulácii väčšiny zeminových materiálov. Najreálnejšie výsledky poskytuje model pre riešenie stabilitných úloh. V prípade deformačných úloh niekedy nie je schopný zabezpečiť celkom objektívne chovanie z dôvodu identickej tuhosti pri zaťažovaní a odľahčovaní, preto sa môžu výsledky od skutočných odlišovať.

Mohr – Coulumbov model bol použitý na reprezentáciu chovania horninových materiálov tvoriacich geologické prostredie v modeli. Rôzne zeminové, resp. horninové materiály majú rozdielne vlastnosti, preto je tento model charakterizovaný pomocou 5 základných vlastností a to modulu pružnosti, Poissonovho čísla, súdržnosti, uhla vnútorného trenia a uhla dilatancie. Vplyvom vonkajšieho zaťaženia dochádza k šmykovému namáhaniu v zemine. Lineárna závislosť šmykového a normálového napätia je opísaná Mohr – Coulumbovou obalovou čiarou pevnosti (Obr. 17). Rovnicu obalovej čiary pevnosti zostavil v roku 1744 Charles – Augustin de Coulumb a má tvar

$$\tau = \sigma * \tan \varphi + c \quad [Pa]$$

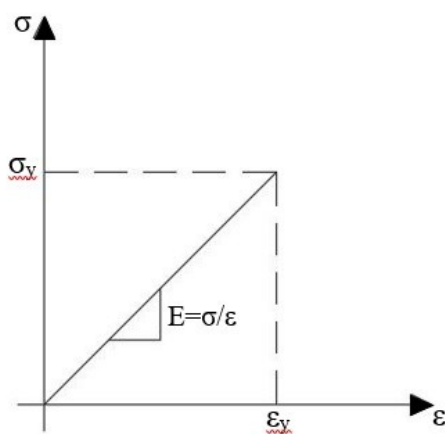
Rovnica 1 Rovnica obalovej čiary [21]



Obrázok 17 Mohr – Coulumbova obalová čiara pevnosti [23]

5.2.2. Lineárne – elastický model

Lineárne – elastický model (Obr. 18) reprezentuje model, v ktorom je pretvorenie priamo úmerné napätiu. Ide o základný materiálový model, ktorý je postavený na Hookovom zákone. Najdôležitejšími parametrami pri použití tohto modelu sú modul pružnosti a Poissonovo číslo. Do výpočtu však vstupuje aj objemová tiaž materiálu.



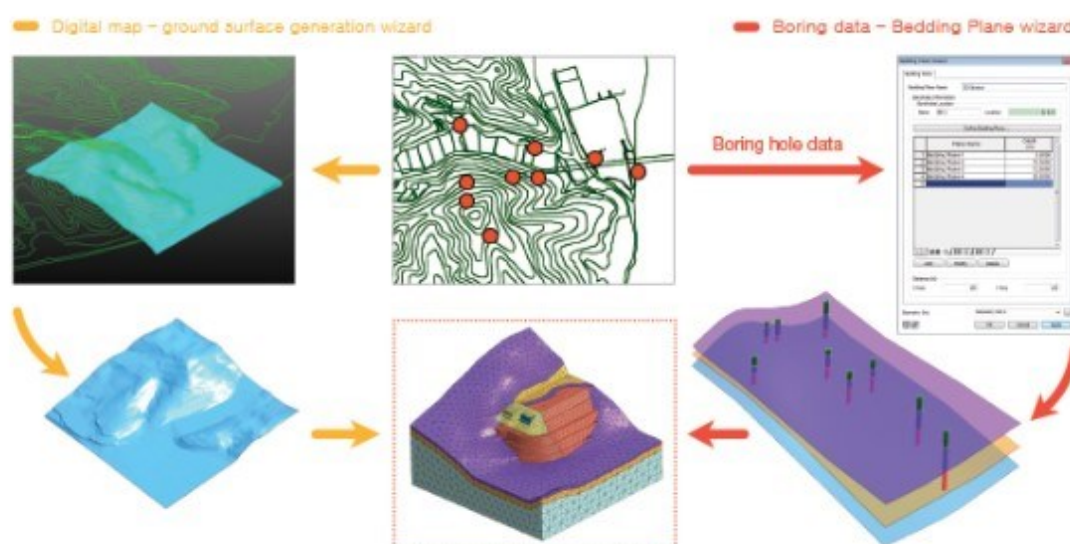
Obrázok 18 Lineárne - elastický model

Použitie tohto modelu nie je vhodné na modelovanie geologického prostredia, nakoľko nevystihuje úplne chovanie pri väčších pretvoreniach. Nezohľadňuje pórovitosť materiálu, nelinearitu a závislosť tuhosti na napätí. [21]

Pomocou lineárne – elastického modelu boli modelované všetky materiály zabezpečujúce stabilitu svahov a konštrukcia tunelovej rúry spoločne so základom.

5.3.Tvorba geológie

Program Midas GTS NX poskytuje možnosť tvorby geologického 3D modelu (Obr. 19) pomocou použitia doplnku „Terrain Geometry Maker“. Avšak tento doplnok možno použiť len v prípade dostupnosti rastrového modelu terénu. Postup spočíva v importovaní .dxf súboru do doplnku, v ktorom je následne vytvorená z vrstevníc plocha reprezentujúca skutočný povrch územia. Po importe súborov je nutné použiť nástroj „Bedding Plane“, ktorý slúži na modelovanie jednotlivých vrstov. Je nutné definovať vrstvy zastúpené v jednotlivých vrtoch a ich mocnosť, určiť súradnice vrtov a následne program vytvorí povrchy reprezentujúce rozhranie vrstiev. Ďalším krokom je vytvorenie objemového prvku a jeho rozdelenie pomocou už vytvorených rozhraní vrstiev.



Obrázok 19 Tvorba geologického modelu [19]

Prvým plánom na tvorbu geologického modelu bolo práve použitie nástroju „Bedding plane“ a následné vymodelovanie povrchu pomocou súradníc jednotlivých vrtoch a vytyčovacích bodov portálu. Zastúpenie niektorých vrstiev vo vrtoch bolo minimálne a taktiež neboli obsiahnuté vždy rovnaké vrstvy v každom vrte. Tento fakt spôsoboval problémy s vytváraním povrchov rozhraní jednotlivých vrstiev a dochádzalo k vykreslovaniu nereálnych prienikov vrstiev medzi sebou a s povrchom. Preto bol zvolený prístup rozdelenia geológie vrtoch podľa stratigrafie na kvartér a mezozoikum. Model geológie bol zostavený na základe dokumentácie vrtoch ŽM-1A, ŽM-1B, ŽM-1C, ŽM-1D, DM-1, DM-1A a DM-1B, ktorá je súčasťou prílohy číslo jeden.

Parametre vrstiev boli počítané na základe váženého priemeru. Bol zvolený postup určenia celkovej mocnosti kvartérnej vrstvy na základe mocností jednotlivých vrstiev zastúpených v stratigrafickom členení kvartéru. Z hodnoty parametrov prislúchajúcich každej vrstve bola následne určená v závislosti na jej mocnosti hodnota danej charakteristiky. Rovnaký postup bol použitý aj v prípade mezozoika. Po určení vážených priemerov v jednotlivých vrtoch, nasledovala ďalšia úprava parametrov v závislosti na celkovej dĺžke vrtoch a zastúpenia vrstvy, čo viedlo k získaniu konečných parametrov charakterizujúcich vrstvy kvartér a mezozoikum (Tab. 1).

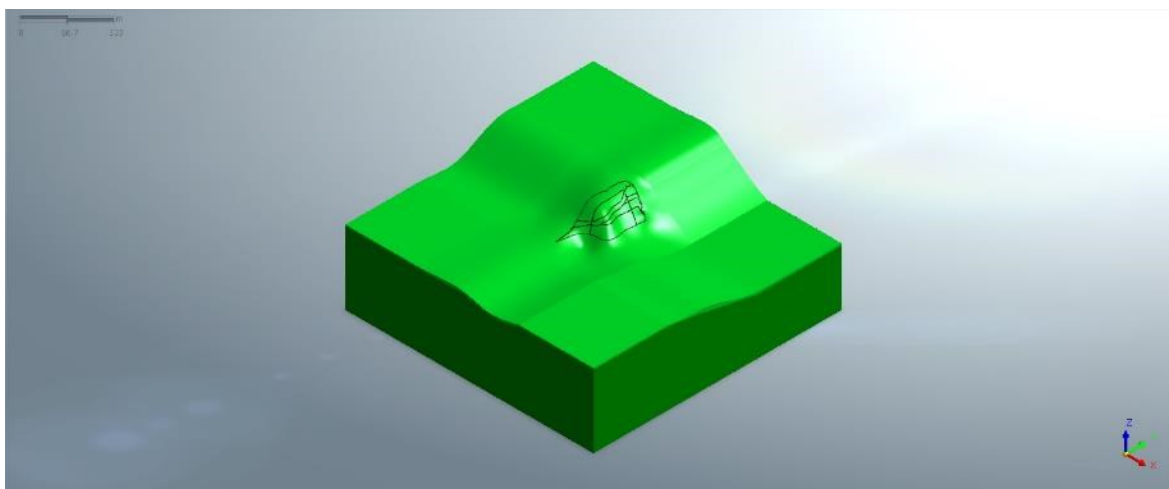
CHARAKTERISTIKA	GEOLOGICKÁ VSRTVA	
	kvartér	mezozoikum
γ [kN/m ³]	21,77	25,09
c_{ef} [kPa]	8,99	464,76
ϕ_{ef} [°]	31	35
E_{def} [MPa]	70,06	864,53
ν [-]	0,32	0,23

Tabuľka 1 Parametre – horninový materiál zastúpený v geologických vrstvách

Ďalším krokom bolo vytvorenie objemového prvku, ktorý bol následne rozdelený pomocou dvoch plôch. Jedna plocha reprezentovala povrch a bola modelovaná pomocou bodov o súradniciach počiatkov jednotlivých vrtoch a vrchných vytyčovacích bodov portálu. Druhá plocha bola rozhranie medzi vrstvou kvartéru a mezozoika.

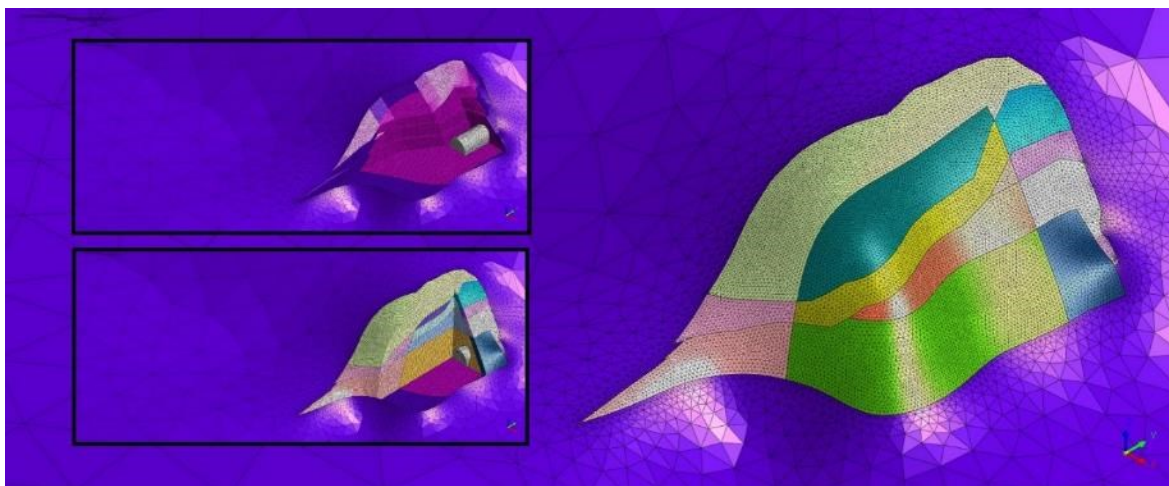
Z technickej správy a výkresovej dokumentácie bolo známe, že odťazenie zeminy prebiehalo celkovo v 10 etážach. Pre zjednodušenie situácie a urýchlenie výpočtov bolo pre modelové účely určené odťazovanie zeminy celkovo v 5 etážach, ktorých hĺbka predstavovala hĺbku jednotlivých svahov v rozdielnych častiach priportálového zárezu. Pomocou nástroja „Boolean – Embed“ bol objem odťazenej zeminy vyrezaný do hlavného objemového prvku. Na zabezpečenie spolupôsobenia objemu odťazenej zeminy a hlavného objemového prvku zeminy bol použitý nástroj „Auto Connect – Boolean“, ktorý vytvoril automaticky zdieľané plochy medzi objemami a zaistil následne prepojenie medzi sieťami konečných prvkov.

Dôležitou súčasťou vytvorenia hlavného objemového prvku modelu (Obr. 20) je určenie jeho rozsahu tak, aby nedochádzalo k ovplyvneniu výsledkov výpočtu okrajovými podmienkami modelu. Keďže rozsah vytvoreného objemového prvku na základe vrtovej a vytyčovacej bodov nebol postačujúci, bol model pretiahnutý v ose „x“ a v ose „y“ do kladného aj záporného smeru. Celkový rozsah modelu teda predstavoval 500 x 500 m.



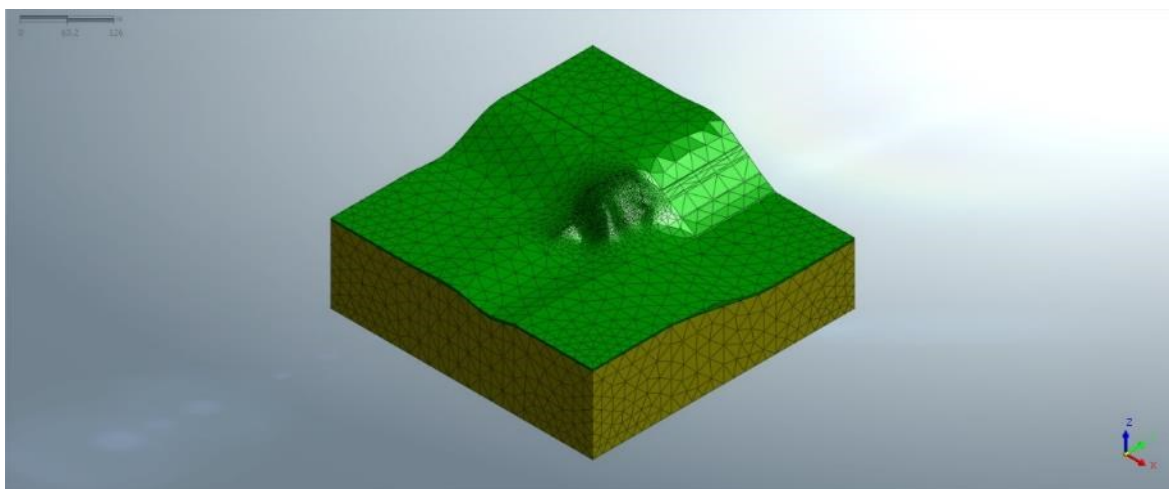
Obrázok 20 Model záujmovej oblasti

Pred samotnou tvorbou siete bolo potrebné nastaviť hranám 3D prvkov pomocou funkcie „Size Control“ vzdialenosť medzi jednotlivými uzlami aby bolo zabezpečené prepojenie jednotlivých sietí. V oblasti na okrajoch modelu bola zvolená vzdialenosť medzi uzlami 20 m a na hranách portálu 1 m. Na vytvorenie siete konečných prvkov (Obr. 21) zloženej z jednotlivých elementov spojených uzlami a hranami, bolo použité automatické generovanie siete z geometrie pomocou 3D tetra prvkov.



Obrázok 21 3D sieť konečných prvkov

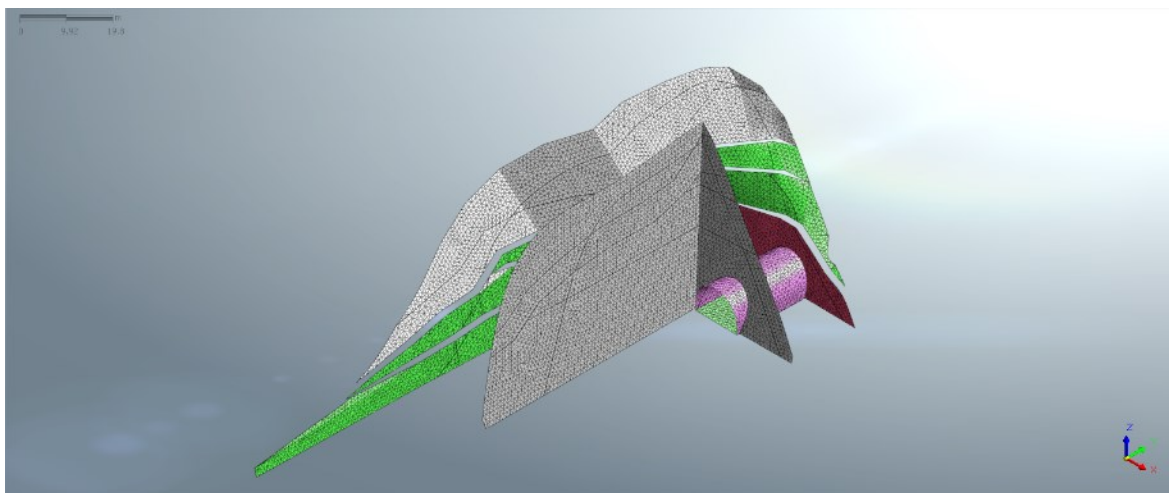
Celkovo bolo generovaných 251942 elementov. Po generovaní siete bolo nutné priradiť jednotlivým 3D prvkom potrebné materiálové vlastnosti na základe zaradenia do geologickej vrstvy (Obr. 22).



Obrázok 22 3D sieť konečných prvkov s vyznačením geologických rozhraní

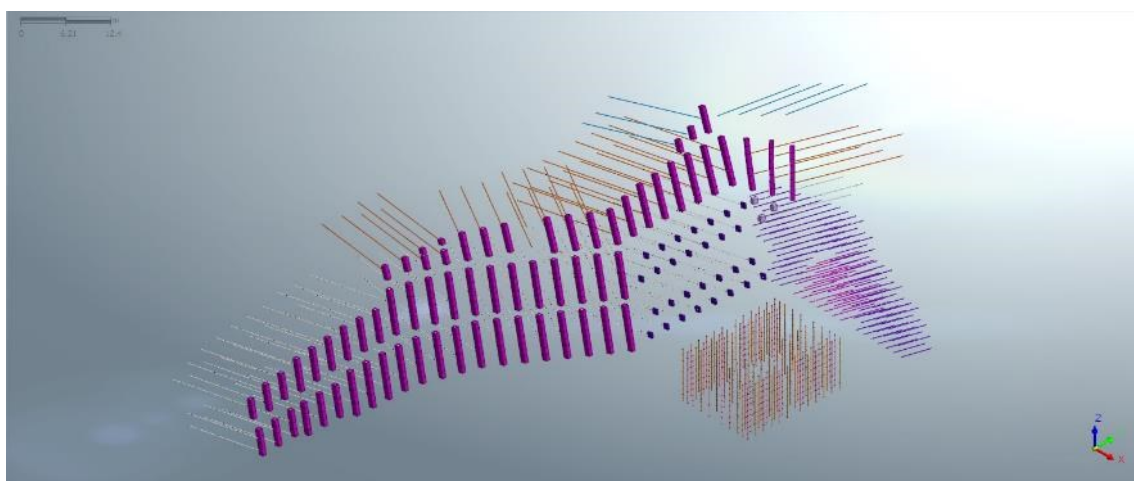
5.4. Prvky zabezpečujúce stabilitu

Na zabezpečenie stability portálu boli použité 2D prvky typu „Shell“ reprezentujúce stabilizujúcu konštrukciu zo striekaného betónu a gabiónov, rovnako tiež základovú dosku spolu s ostením tunela. Celkovo bolo vytvorených 14113 elementov.



Obrázok 23 2D sieť konečných prvkov

Zemné klince, horninové kotvy, sklolaminátové kotvy a mikropilóty boli modelované ako 1D prvky typu „Embedded Truss“. Pre kotevné rebrá a dosky prostredníctvom ktorých boli kotvené horninové kotvy bol vytvorený 1D prvok typu „Beam“. Celkový počet vytvorených 17211 elementov.



Obrázok 24 1D sieť konečných prvkov

5.4.1. Striekaný betón a výstužné siete

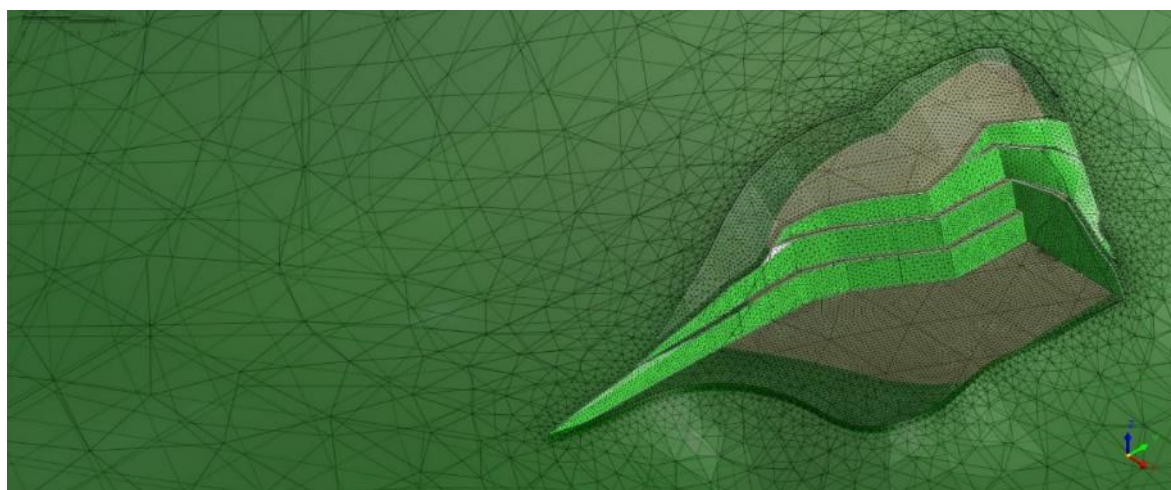
Jednotlivé etáže hĺbenia stavebnej jamy boli vždy primárne zabezpečené pomocou striekaného betónu a výstužných sietí. Spôsob zhotovenia stabilizujúcej konštrukcie bol popísaný v kapitolách, ktoré sa venovali technologickým postupom realizácie jednotlivých

častí portálového zárezu. Pre modelové účely bola konštrukcia zložená zo striekaného betónu a výstužných sietí zjednodušene modelovaná ako betón s parametrami zlepšenými o vplyv výstuže (Tab. 2).

	SB A VÝSTUŽNÉ SIETE	
trieda betónu	C20/25	C25/30
γ [kN/m ³]	25	25
E [MPa]	30000	31000
ν [-]	0,2	0,2

Tabuľka 2 Parametre – striekaný betón, výstužné siete

Sieť konečných prvkov (Obr. 25) bola vytvorená extraktom plôch reprezentujúcich v geometrickom modeli plochy, ktoré budú zabezpečené striekaným betónom. Zvolený postup zabezpečil dokonalé prepojenie siete striekaného betónu a siete svahov jednotlivých etáží.



Obrázok 25 2D sieť konečných prvkov – striekaný betón

Extrahovanej sieti boli následne priradené parametre, ktoré boli vopred vytvorené ako 2D typ prvku „Shell“ a reprezentovali druh betónu a jeho hrúbku pre jednotlivé etáže (Tab. 3).

	UMIESTNENIE	TRIEDA BETÓNU	HRÚBKA [mm]
3. etáž	portálová stena	C25/30	150
	stena pri hlbenom tunely	C25/30	150
	stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	C25/30	150
4. etáž	portálová stena	C25/30	150
	stena pri hlbenom tunely	C25/30	150
	stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	C25/30	150
5. etáž	portálová stena	C20/25	200
	stena pri hlbenom tunely	C20/25	150
	stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	C25/30	150

Tabuľka 3 Triedy a hrúbky betónu pre jednotlivé časti portálu

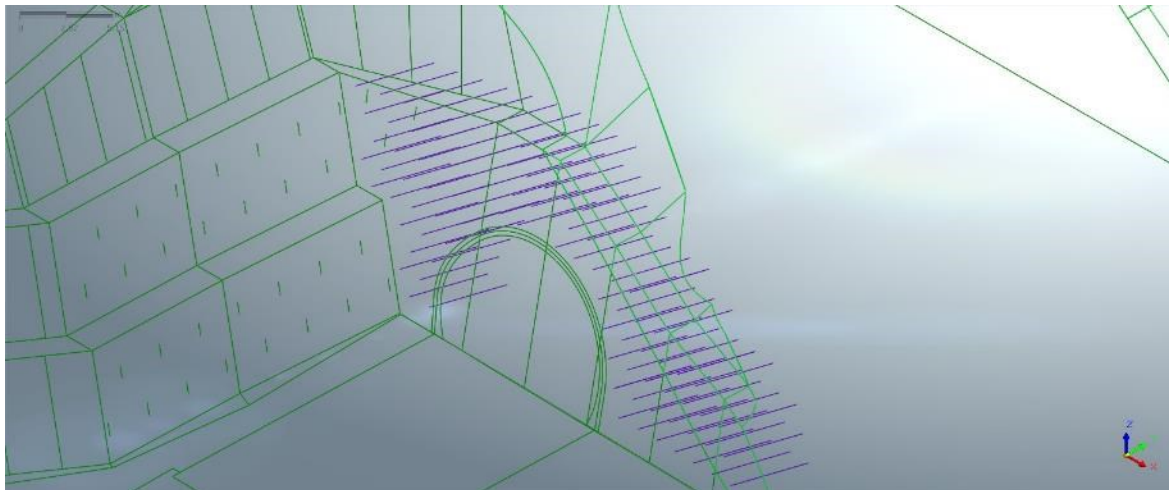
5.4.2. Zemné klinec

Stabilizácia jednotlivých etáží bola ďalej zabezpečená prostredníctvom zemných klinec, ktoré boli modelované ako 1D prvok iba v oblasti portálovej steny na zabezpečenie poslednej etáže v priestore pri budúcom tunely. Rozmiestnenie klinec bolo na základe projektovej dokumentácie a ich dĺžku a sklon reprezentovali jednoduché linky v tejto oblasti. Materiálová charakteristika klinec bola odvodená na základe materiálových vlastností ocele (Tab. 4).

	ZEMNÉ KLINCE
γ [kN/m ³]	78.5
E [MPa]	210000
ν [-]	0.3

Tabuľka 4 Parametre - zemné klinec

Veľkosť siete bola volená v závislosti na funkcii „Size control“, ktorou bola priradená vzdialenosť medzi jednotlivými uzlami 1 m. Boli modelované ako typ prvku „Embedded Truss“ charakterizovaný priečnym rozmerom jednotlivých klinec (Obr. 26).



Obrázok 26 1D sieť konečných prvkov - zemné klinec

5.4.3. Kotevné rebra, kotevné dosky a lanové kotvy

Všetky kotvy zabezpečujúce portál sú kotvené buď prostredníctvom kotevných dosiek alebo rebier. Tieto kotviace prvky boli pri tvorbe geometrie modelu rozmiestnené podľa projektovej dokumentácie. Popis rozmerov kotevných rebier a dosiek je definovaný v kapitolách, ktoré sa venujú technologickým postupom zhotovenia jednotlivých etáží pre rôzne časti portálového zárezu. Parametre kotevných dosiek, rebier a samotných kotiev boli použité v závislosti na materiály stabilizujúceho prvku (Tab. 5).

	LANOVÉ KOTVY	KOTEVNÉ DOSKY	KOTEVNÉ REBRÁ
materiál	ocel	betón C30/37	betón C30/37
γ [kN/m ³]	78,5	24	24
E [MPa]	210000	32000	32000
ν [-]	0,3	0,2	0,2

Tabuľka 5 Parametre - kotevné rebra, kotevné dosky, lanové kotvy

Jednotlivé dosky a rebra boli vytvorené pomocou liniek, ktoré boli následne otláčené do geometrie svahov portálu, aby bolo zaistené prepojenie sietí. Po otláčení čiar

do geometrie boli v geometrickom modeli vytvorené jednotlivé kotvy. Ich umiestnenie v závislosti na kotevnom prvku odpovedá projektovej dokumentácii, rovnako ako ich dĺžka sklon a predpínacia sila (Tab. 6).

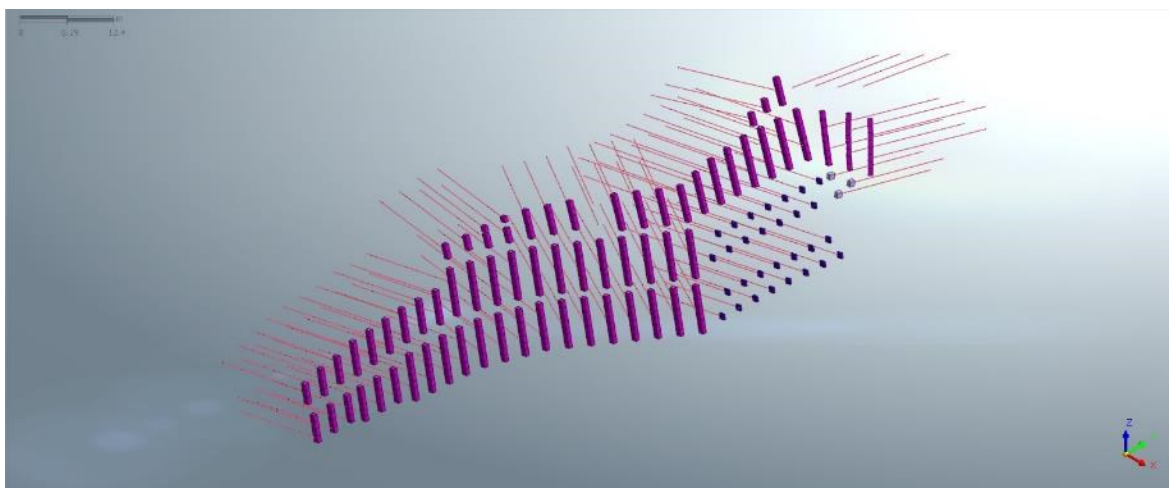
	UMIESTNENIE	DĹŽKA [m]	SKLON [°]	SILA [kN]
3. etáž	portálová stena	18	11	750
	stena pri hlbenom tunely	21	11	750
	stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	-	-	-
4. etáž	portálová stena	17	11	300
	stena pri hlbenom tunely	21	11	300
	stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	18	11	300
5. etáž	portálová stena	15	11	300
	stena pri hlbenom tunely	14	11	300
	stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	15 17	11	300

Tabuľka 6 Charakteristika kotiev

Modelovanie 1D prvkov kotevných rebier a dosiek bolo na základe typu prvku „Beam“. Typ prvku bol charakterizovaný priečnym rozmerom rebra alebo dosky a jeho dĺžka bola na základe liniek otlačených do geometrie portálu.

Kotvy boli modelované pomocou typu prvku „Embedded Truss“, ktorý bol charakterizovaný priečnym rozmerom kotvy. Následne bola jednotlivým kotvám priradená predpínacia sila 750 kN v prípade kotiev umiestených v druhej etáži a 300 kN pre kotvy vo štvrtej a piatej etáži.

Sieť pre kotevné rebrá, dosky a kotvy (Obr. 27) bola generovaná samostatne pre každú etáž, čo uľahčilo následne aktiváciu v jednotlivých fázach výpočtu. Jej veľkosť bola zvolená v závislosti na funkcii „Size control“, ktorou bola priradená vzdialenosť medzi jednotlivými uzlami 1 m.



Obrázok 27 1D sieť konečných prvkov - kotevné dosky, rebrá a lanové kotvy

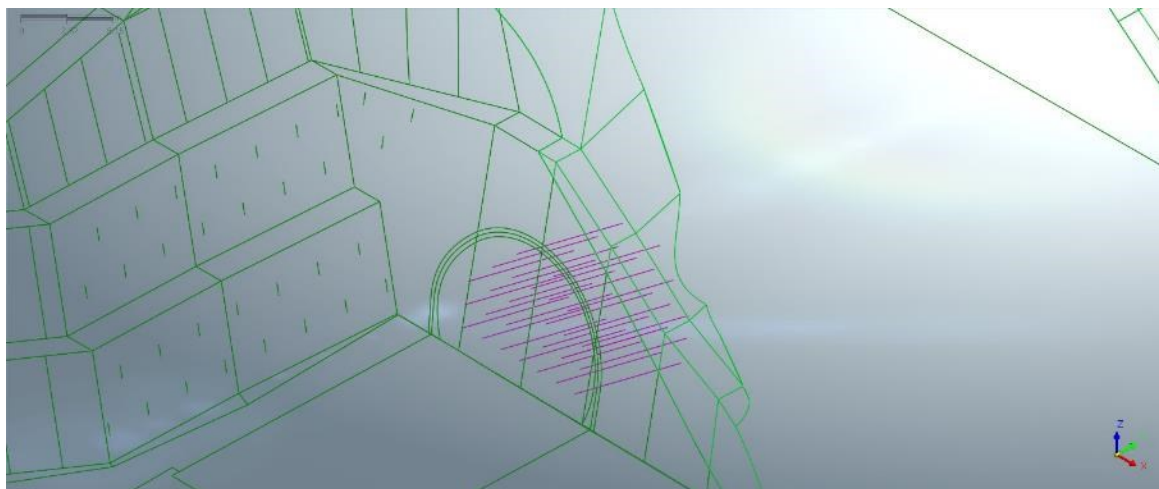
5.4.4. Sklolaminátové kotvy

V priestore výrubu tunela, boli navrhnuté sklolaminátové kotvy – injektované horninové svorníky vďaka možnosti ľahkého rozrušovania pri razení tunelovej rúry. Geometria kotiev bola modelovaná pomocou liniek, ktorých rozmiestnenie bolo na základe projektovej dokumentácie. Na zaistenie čelby tunela bolo použitých 28 sklolaminátových kotiev typu ES 60 dĺžky 8,0 m s únosnosťou 600 kN (Tab. 7)

	SKLOLAMINÁTOVÉ KOTVY
γ [kN/m ³]	18,5
E [MPa]	40000
ν [-]	0,25

Tabuľka 7 Parametre - sklolaminátové kotvy

Sklolaminátové kotvy boli modelované ako 1D prvok typu „Emedded Truss“ (Obr. 28) charakterizované priečnym rozmerom. Veľkosť siete konečných prvkov jednotlivých kotiev v čelbe budúceho razeného tunela bola 1 m.



Obrázok 28 1D sieť konečných prvkov - sklolaminátové kotvy

5.4.5. Gabiónové matrace

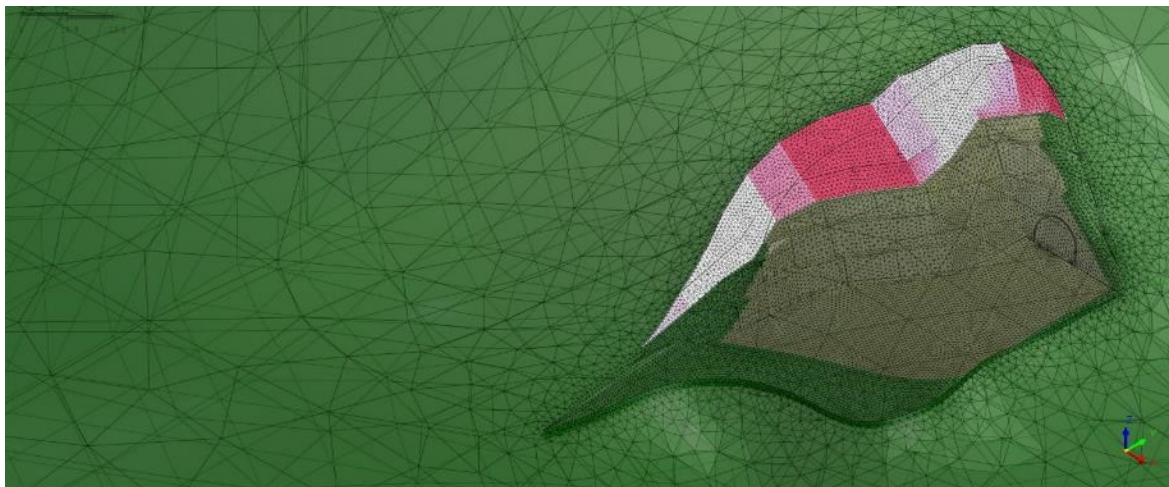
Prvá etáž hĺbenia stavebnej jamy pozostáva v každej časti zo svahovania 1:1 a následného zabezpečenia stability pomocou gabiónových matracov hrúbky 150 mm. Objemová tiaž gabiónov bola určená na základe požiadavky na materiál z technickej správy. Ostatné parametre reprezentujúce zabezpečujúci prvok gabiónov boli zvolené na základe smerných normových charakteristík pre štrk dobre zrnitý a boli modelované ako lineárne elastický prvok (Tab. 8).

	GABIÓNOVÉ MATRACE
γ [kN/m ³]	29
E [MPa]	500
ν [-]	0,2

Tabuľka 8 Parametre - gabiónové matrace

Na vytvorenie siete (Obr. 29) bol použitý rovnaký postup ako v prípade siete pre striekaný betón a to pomocou extraktu elementov zo siete reprezentujúcej geologický objem. Následne bol extrahovaným prvkom priradený typ prvku „Shell“ s parametrami zvolenými

pre gabiónové matrace. Keďže z projektovej dokumentácie nebol jasný presný rozmer gabiónov, modelovaný rozmer reprezentuje presne rozmery jednotlivých častí svahov.



Obrázok 29 2D sieť konečných prvkov – gabióny

5.5. Konštrukcia hĺbeného tunela

5.5.1. Základová doska

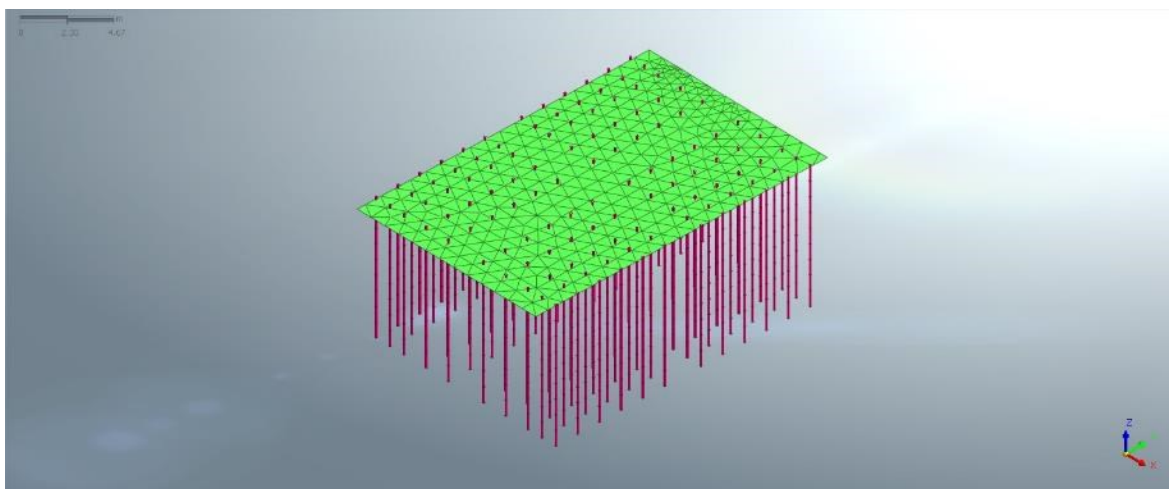
Pôdorysná geometria základovej dosky bola vytvorená na základe výkresovej dokumentácie a následne imprintovaná na dno výkopu. Sieť konečných prvkov, bola vytvorená extraktom siete reprezentujúcej objemový 3D prvok tunela v horninovom prostredí.

Pôdorysné rozmery modelovanej základovej dosky sú rovnaké ako rozmery skutočné a teda 20 x 13,94 m. Pre zjednodušenie situácie bola zanedbaná zmena hrúbky základovej dosky v časti napojenia ostenia a teda modelovaná hrúbka predstavovala 850 mm. Extrahovanej sieti boli následne priradené vlastnosti prvku „Shell“ (Tab. 9).

	ZÁKLADOVÁ DOSKA
trieda betónu	C30/37
γ [kN/m ³]	25
E [MPa]	32000
ν [-]	0,2

Tabuľka 9 Parametre - základová doska

Mikropilóty, ktoré sú súčasťou základovej konštrukcie boli v geometrickom modeli rozmiestené v závislosti na výkresovej dokumentácii. Ich rozmery boli modelované prostredníctvom jednoduchých liniek, reprezentujúcich dĺžku jednotlivých mikropilót. Pre správne fungovanie mikropilót bol zvolený typ prvku „Embedded Truss“ s veľkosťou siete 1 m (Obr. 30).



Obrázok 30 Sieť konečných prvkov mikropilóty a základová doska

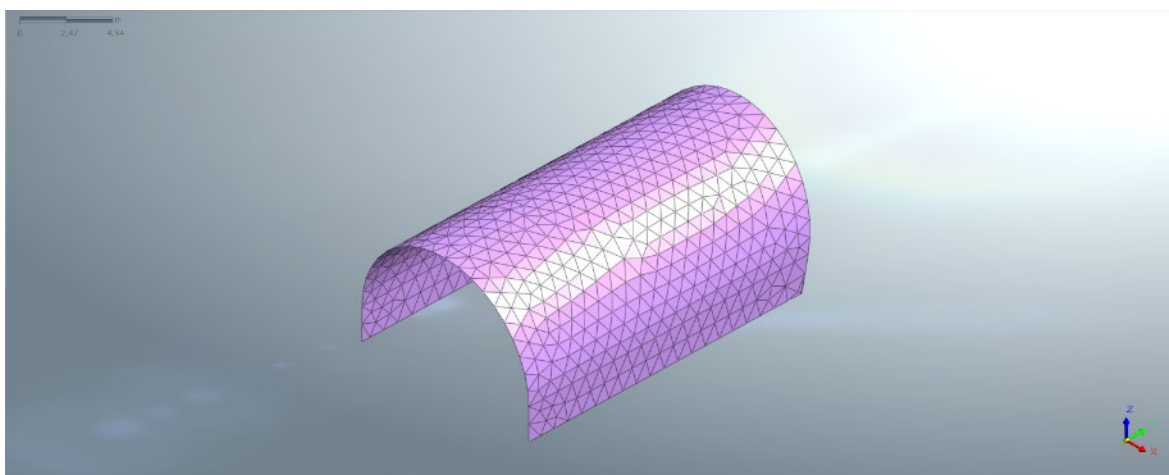
Mikropilótu tvorí oceľová trúbka $\phi 76/10$ mm osadená do vrtu s priemerom 133 mm vyplneného cementom. Pre modelové účely boli parametre mikropilót určené váženým priemerom z hodnôt vlastností pre oceľ a cement (Tab. 10).

	OCEĽOVÁ TRÚBKA	CEMENTOVÁ VÝPLŇ	MIKROPILÓTA
materiál	oceľ S235	CEM II/A-S 32,5	náhradný materiál
zastúpenie [%]	15	85	100
rozmer [mm]	20 (2x10)	113 (133-2x10)	133
γ [kN/m ³]	78,5	12	24
E [MPa]	210000	30210	57250
ν [-]	0,3	0,25	0,26

Tabuľka 10 Parametre – mikropilóty

5.5.2. Ostenie tunela

Prvým plánom pre tvorbu geometrie tunelového ostenia bolo vytvorenie objemového 3D prvku, ktorý bude reprezentovať presnú geometriu navrhovaného ostenia pre hĺbený tunel. Nakoľko v prípade ostenia sú podstatným výstupom vnútorné sily a tie nepatria k výstupom z programu pre objemové prvky, bol plán zmenený na modelovanie ostenia extrahovaním siete z 3D prvku (Obr. 31), ktorý reprezentoval v primárnom stave objem tunela. Táto zmena mala za následok zjednodušenie geometrie ostenia rozširujúceho sa smerom k základovej doske na ostenie s konštantnou hrúbkou.



Obrázok 31 2D sieť konečných prvkov pre ostenie tunela

Veľkosť siete odpovedala veľkosti siete 3D objemu tunela, z ktorého bola extrahovaná. Ostenie bolo teda modelované ako typ prvku „Shell“ s konštantnou hrúbkou 500 mm a parametrami pre betón C30/37 (Tab. 11).

	OSTENIE TUNELA
trieda betónu	C30/37
γ [kN/m ³]	25
E [MPa]	32000
ν [-]	0,2

Tabuľka 11 Parametre – ostenie

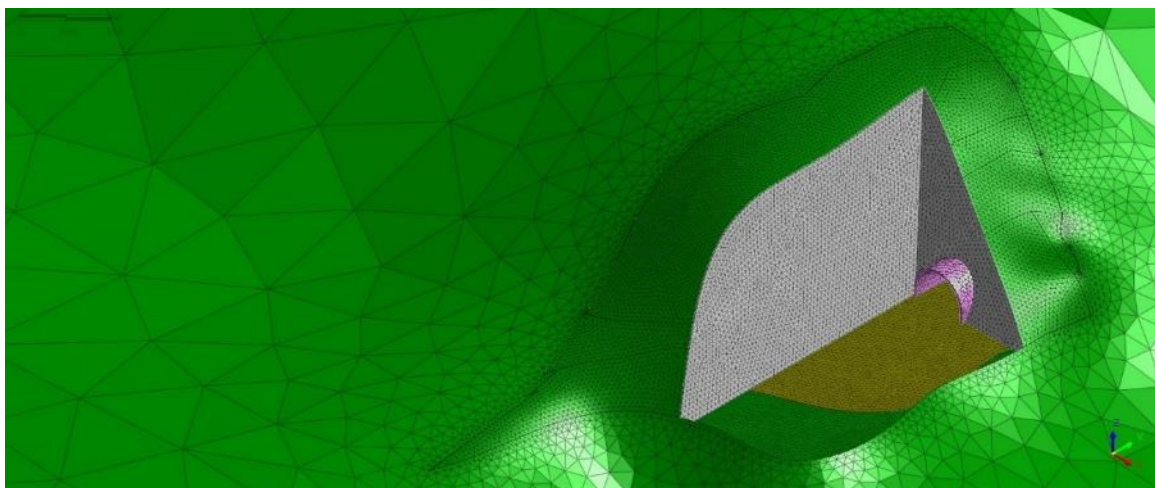
5.5.3. Spätný zásyp

Z technickej správy je jasné, že hĺbený tunel bude po ustálení deformácií priportálového zárezu zasypaný materiálom s určitými požiadavkami na jeho vlastnosti a zhutnenie (Tab. 12). Nieje však jasné ako bude zásyp vyzerat'.

	ZÁSYPOVÝ MATERIÁL
γ [kN/m ³]	18,5
c_{ef} [kPa]	4
ϕ_{ef} [°]	29
E_{def} [MPa]	30
ν [-]	0,34

Tabuľka 12 Parametre - zásyp

Modelová situácia spätného zásypu tunela (Obr. 32) bola vytvorená, čo najjednoduchšie. Spojením spodných bodov tunelu na teréne a vrchných bodov portálu bola vytvorená rovina rovnobežná s portálovou stenou, ktorou bol rozdelený objem odťazovanej zeminy na dve časti. Na časť ktorou bude tunel spätno zasypaný a časť, ktorá ostáva odťazenou zeminou. Rovina bola potom otočená o 90° a rovnakým spôsobom vytvorený zásyp v druhom svahu.



Obrázok 32 Sieť konečných prvkov – spätný zásyp tunela

Pomocou nástroja „Change Property“ boli zmenené materiály kvartéru a mezozoika, ktoré reprezentovali objem spätného zásypu na materiál s požadovanými vlastnosťami

zásypu. Ďalej bolo vytvorené zabezpečenie svahov pomocou gabiónových matracov extrahovaním siete konečných prvkov z objemu zásypu a priradenie typu prvku „Shell“ s preddefinovanými vlastnosťami.

5.6.Podzemná voda

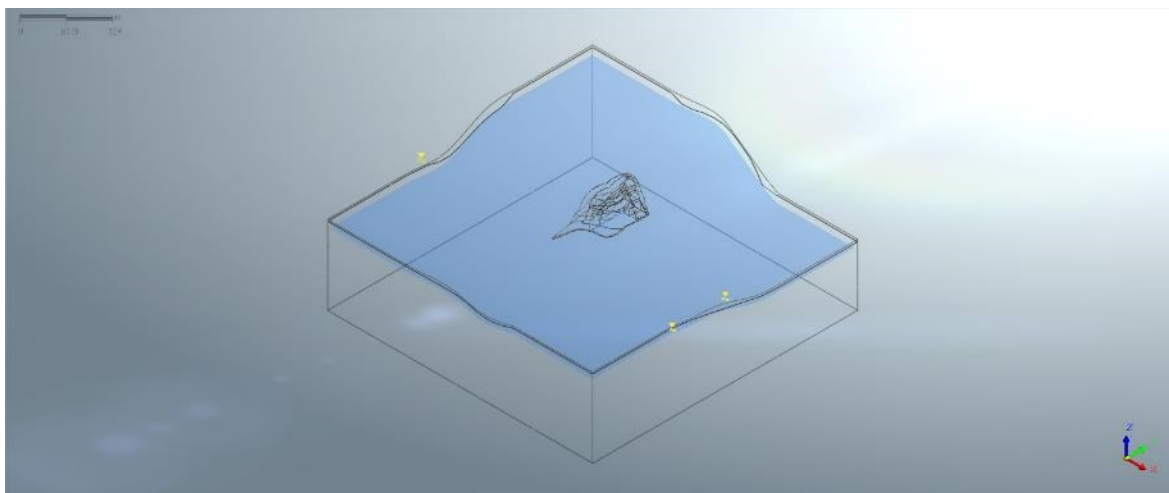
Podstatnou súčasťou modelu je podzemná voda, ktorá má nezanedbateľný vplyv nielen na vlastnosti hornín a zemín zastúpených v modeli ale aj na stabilitu portálového zárezu. Hodnoty mernej tiaže nasýtených hornín a zemín zastúpených v modeli neboli známe z geologickej dokumentácie vrtov, preto boli tieto hodnoty vytvorené zvýšením mernej tiaže o 1kN/m^3 .

V geologickej dokumentácii vrtov boli známe hodnoty zastihnutej výšky hladiny pre vrty ŽM-1A, ŽM-1B, ŽM-1C a ŽM-1D. Pre ostatné vrty DM-1, DM-1A a DM-1B bola hladina vody neznáma (Tab. 13). Nakoľko sa tieto vrty nachádzali v blízkosti Vodnej nádrže Nosice bola zvolená výška hladiny podľa priemernej výšky hladiny vo vodnej nádrži, ktorá dosahuje 279,60 m n. m.

OZNAČENIE VRTU	HPV [m]
ŽM-1A	9,53
ŽM-1B	19,32
ŽM-1C	33,68
ŽM-1D	19,7
DM-1	5,56
DM-1A	2,87
DM-1B	2,56

Tabuľka 13 Výška HPV pre jednotlivé vrty

Hladina podzemnej vody v primárnom stave bola pre zjednodušenie modelovej situácie uvažovaná 13,32 m ako priemerná výška hladiny vo všetkých vrtoch (Obr. 33). Pri postupnom odťazovaní a budovaní portálu, bolo uvažované so zmenou hladiny podzemnej vody v celej záujmovej oblasti o hodnotu, ktorá reprezentovala výšku jednotlivých etáží.



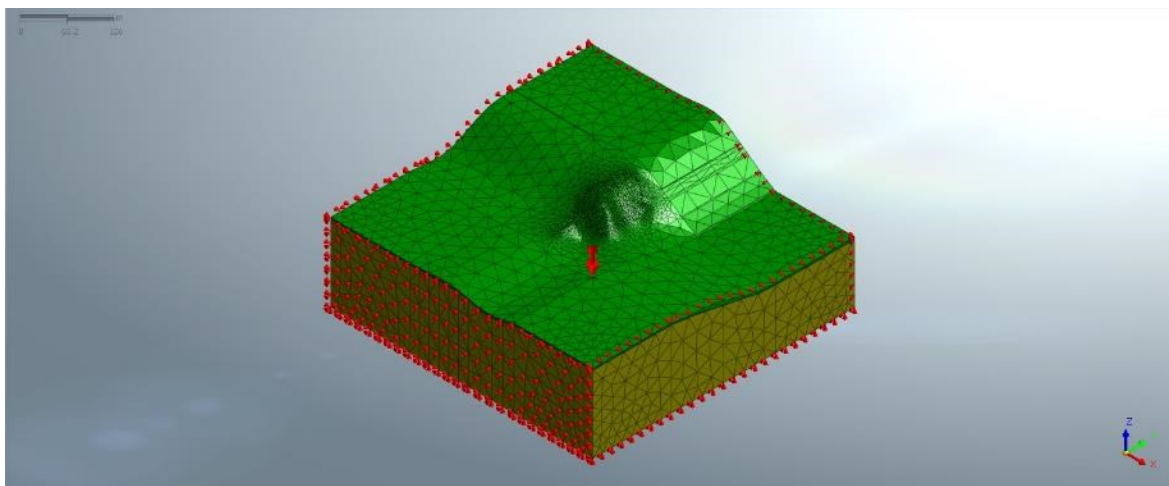
Obrázok 33 Hladina podzemnej vody - primárny stav

Na vytvorenie funkcie závislej od tvaru terénu bol použitý nástroj „Surface Function“. Výberom plôch terénu bol zobrazený zoznam bodov v rastrí 5 m nachádzajúcich sa na vybratých plochách. Tento zoznam bol následne importovaný do programu Excel, kde bola súradnica v smere „z“ znížená o počiatočnú hladinu v hĺbke 13,32 m a postupne vždy o výšku, ktorá reprezentovala výšku jednotlivých etáží a importovaná späť do programu Midas GTS NX.

Celkovo bolo vytvorených 5 funkcií, ktoré boli priradzované v jednotlivých konštrukčných fázach pre definovanie úrovne podzemnej vody. Podstatným krokom bolo okrem priradenia správnej funkcie aj určenie koeficientu lokalizácie hladiny vody, ktorým sa následne funkcia vynásobí a aplikuje sa na analýzu. Keďže bola funkcia už vopred upravená na požadovanú výšku hladiny, bol volený koeficient 1 m.

5.7. Okrajové podmienky a vlastná tiaž

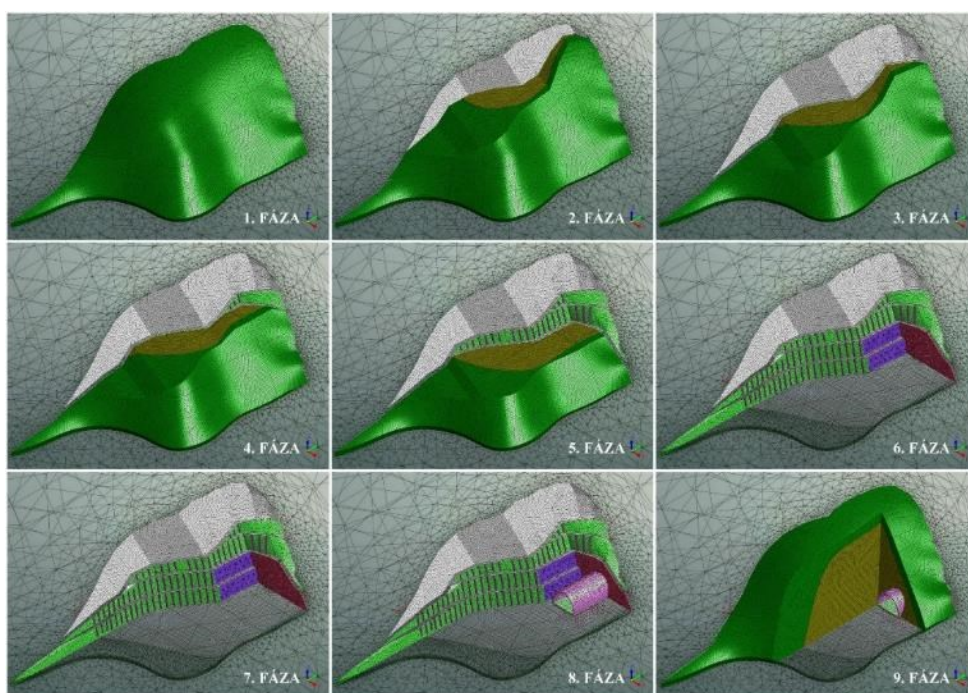
Pre správne fungovanie modelu bolo potrebné zadať okrajové podmienky a vlastnú tiaž (Obr. 34), ktoré boli generované automaticky. Automatický výber vytvorenia okrajových podmienok priradil základné podmienky pre analýzu celkového napätia. Posun smeru „x“ bol obmedzený pre ľavú a pravú stranu modelu, posun v smere „y“ pre prednú a zadnú a posun smeru „z“ pre spodnú časť modelu.



Obrázok 34 Okrajové podmienky a vlastná tiaž modelu (vyznačená červenou šípkou)

5.8. Konštrukčné fázy výpočtu

Postup budovania priortálového zárezu bol definovaný pomocou nástroja „Construction Stage Set“, v ktorom bolo možné rozdeliť výpočet na jednotlivé kroky odťazovania zeminy a zabezpečovania stavebnej jamy. Výpočet bol rozdelený celkovo do deviatich fáz (Obr. 35).



Obrázok 35 Konštrukčné fázy výpočtu

Podstatnou súčasťou správneho fungovania modelu je vytvorenie primárneho stavu, tzv. iniciačnej fázy, ktorý reprezentuje stav pôvodného terénu pred začiatkom stavby a odvíjajú sa z neho ďalšie fázy budovania. V tejto fáze je nutné vynulovať posuny, nakoľko bola táto fáza braná ako počiatočný stav modelu a nepredpokladali sa v nej žiadne deformácie. Dôležité je tiež priradiť v tejto fáze vlastnú tiaž modelu a okrajové podmienky, pre správne fungovanie a výstupy výpočtov. V primárnej fáze bola tiež priradená funkcia vody s hladinou v počiatočnej výške 13,32 m pod povrchom.

Druhá až šiesta fáza výpočtu reprezentuje postupnú deaktiváciu objemov odťažovanej zeminy a naopak aktiváciu stabilizujúcich prvkov svahov. V jednotlivých fázach boli priradené funkcie vody s konštantou vodnej hladiny 1 m. Pre zjednodušenie modelu bolo správanie vody modelované s predpokladom, že voda postupne klesá vplyvom odvodnenia konštantne v celom rozsahu modelu vždy o výšku jednotlivých etáží. V šiestej fáze, ktorá predstavovala vyhlĺbenie 5 etáže zárezu až na dno bol počítaný stupeň stability svahu.

Vytvorenie siedmej fázy výpočtu slúžilo na vynulovanie deformácií pred budovaním hlĺbeného tunela aby nedochádzalo k narátavaniu deformácií vzniknutých v priebehu výpočtu stupňa stability.

Ôsma fáza zahrňovala aktiváciu prvkov mikropilót, základovej dosky a ostenia tunela. Hladina vody v tejto a ďalšej fázy výpočtu bola braná ako hladina vody v poslednej 5 etáži hlĺbenia jamy.

Posledná fáza výpočtu reprezentovala vytvorenie spätného zásypu tunela a jeho zabezpečenie prostredníctvom gabiónov. Ako bolo už spomenuté zásyp bol modelovaný čo najjednoduchšie a to rozdelením objemu odťažovanie zeminy na dve časti prostredníctvom roviny, ktorá bola vytvorená spojením spodných bodov tunelu na teréne a vrchných bodov portálu. Objem spätného zásypu bol s parametrami prislúchajúcej geologickej vrstvy a teda bola potreba aktivácie podmienky „Change Property“ aby došlo k zmene materiálových vlastností na požadované parametre pre zásyp.

5.9.Nastavenie výpočtu

Výpočet v programe Midas GTS NX umožňuje počítať mnoho typov úloh ako napríklad lineárne statický výpočet, nelineárne statický výpočet, konsolidáciu, prúdenie, stabilitu svahu, výpočet podľa konštrukčných fáz a pod.

Pre prípad diplomovej práce bol zvolený typ výpočtu „Constuction Stages“, ktorý realizuje nelineárnu analýzu postupne po jednotlivých fázach budovania.

Výstupom analýzy je veľké množstvo údajov, ktoré je však možné redukovať v nastavení analýzy, čím je zabezpečené aj kratšie trvanie výpočtu.

6. Vyhodnotenie výpočtov

Na zhodnotenie jednotlivých výstupov bola vždy vybratá fáza výpočtu, ktorá sa pre daný prvok pokladala za najpodstatnejšiu. Výstupy z ostatných fáz budovania sú uvedené v prílohách číslo tri až desať.

6.1. Hlavné napätia na plošných prvkoch

Vyhodnotenie výstupov pre plošné prvky gabiónov a striekaného betónu zabezpečujúcich stabilitu svahov portálového zárezu bolo realizované na výstupoch z výpočtu šiestej fázy, ktorá reprezentovala stav vyhlbenia zárezu až na dno. Vo fáze aktivácie tunelu bolo zobrazené napätie na základovej doske a v ostení tunelu. V poslednej fáze budovania spätného zásypu boli vyhodnotené napätia na základovej doske, ostení tunelu a gabiónových prvkoch, nachádzajúcich sa v čele zásypu.

V prípade plošných prvkov sú obvyklým výstupom z výpočtu vnútorné sily a deformácie, z ktorých sa následne prepočítavajú napätia. Program Midas GTS NX vyhodnocuje v priebehu analýzy hlavné napätia, preto nie je nutné ich prepočítavať prostredníctvom dielčích veličín. Vo výsledkoch analýzy je zobrazených niekoľko výstupov hlavných napätí. Program vyhodnocuje napätia na hornom povrchu (TOP), na povrchu odpovedajúcom strednici (MID) a spodnom povrchu (BOT). Taktiež sú rozlíšené maximálne hlavné napätia (MAJOR) minimálne hlavné napätia (MINOR).

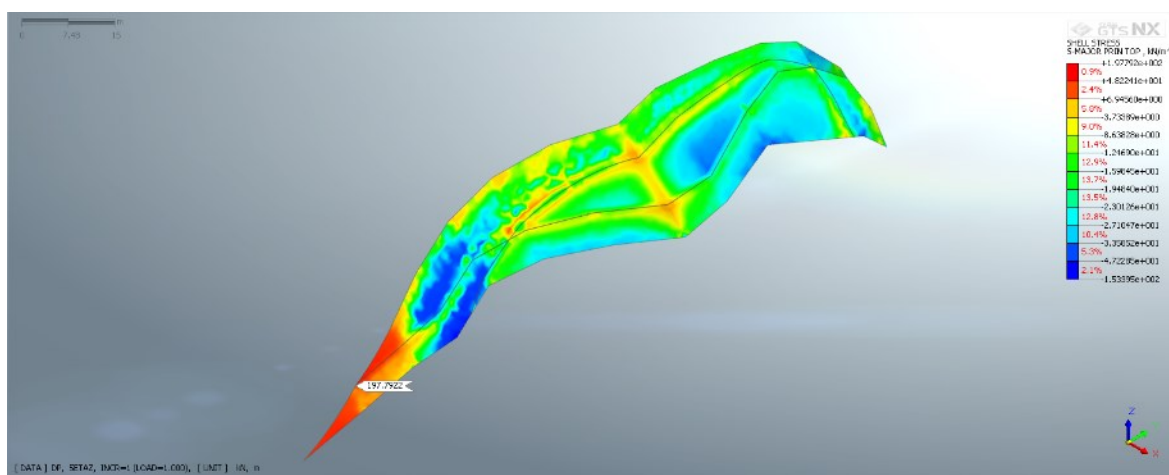
6.1.1. Gabiónové matrace

Zo súhrnu výsledných hlavných napätí (Tab. 14) bola vždy určená maximálna hodnota kladného (ťahového) a záporného (tlakového) napätia. Z výstupov je zjavné, že pri hranách svahov dochádza ku koncentráciám napätí. V prípade gabiónových matracov umiestených na svahoch v prvej a druhej etáži hĺbenia bola hodnota napätia v ťahu zaznamenaná v skupine výsledkov pre maximálne hlavné napätia na hornom povrchu (Obr.

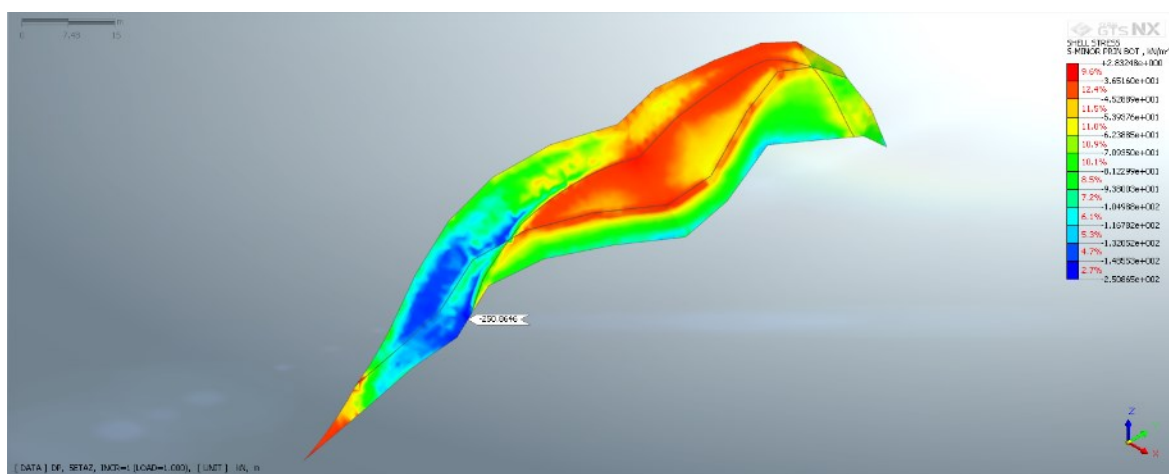
36) s hodnotou 197,79 kN/m². Veľkosť napätia v tlaku predstavovala najvyššiu hodnotu 250,87 kN/m² v skupine výsledkov pre minimálne hlavné napätia na spodnom povrchu (Obr. 37).

	MAJOR - maximálne hlavné napätie [kN/m ²]		MINOR - minimálne hlavné napätie [kN/m ²]	
	ťah	tlak	ťah	tlak
TOP	197,79	153,40	-	226,73
MID	196,54	161,89	-	223,08
BOT	195,76	157,81	2,83	250,87

Tabuľka 14 Hodnoty hlavných napätí – gabióny umiestnené na svahoch zárezu



Obrázok 36 Maximálne kladné hlavné napätia TOP – gabióny umiestnené na svahoch zárezu



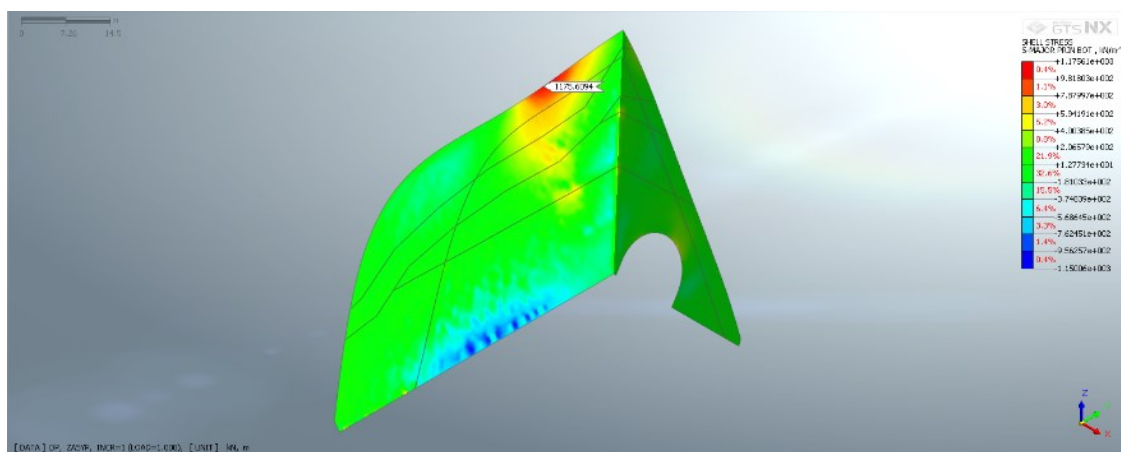
Obrázok 37 Minimálne záporné hlavné napätia BOT – gabióny umiestnené na svahoch zárezu

Maximálne hodnoty zo všetkých výstupov hlavných napätí pre gabióny zabezpečujúce svahy boli pre úplnosť porovnané s pevnosťou gabiónových matracov. Z technickej správy je požadovaná minimálna pevnosť v tlaku výplňového kameniva v gabiónoch 140 MPa. Vypočítané maximálne tlakové napätie s hodnotou 0,25 MPa je mnohonásobne menšie a teda posudok vyhovuje. Ťah na gabiónoch v modelovej situácii vzniká dôsledkom zjednodušenia gabiónov pomocou plošného prvku a zanedbania vplyvu drôtenej siete, ktorú v modeli nie je možné detailne zohľadniť. V reálnej situácii práve siete prenášajú ťahové napätia.

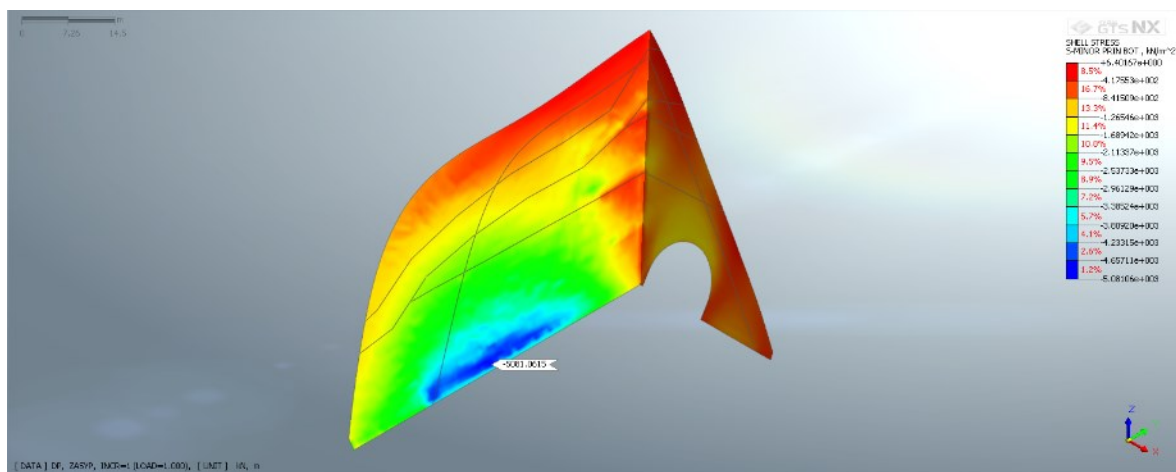
Rovnaký postup vyhodnotenia hlavných napätí (Tab. 15) bol zvolený aj pre gabióny umiestené v čele zásypu hlbeného tunela. Po zhodnotení výsledkov analýzy bola maximálna hodnota hlavného napätia (Obr. 38) pre ťah zaznamenaná na spodnom povrchu o veľkosti 1175,61 kN/m². Najvyššia hodnota v tlaku bola vyhodnotená z výstupu minimálnych hlavných napätí (Obr. 39). Jej veľkosť predstavovala 5081,06 kN/m².

	MAJOR - maximálne hlavné napätie [kN/m ²]		MINOR - minimálne hlavné napätie [kN/m ²]	
	ťah	tlak	ťah	tlak
TOP	1160,00	781,723	21,10	3798,92
MID	1163,74	633,48	-	4014,12
BOT	1175,61	1150,06	6,40	5081,06

Tabuľka 15 Hodnoty hlavných napätí – gabióny v čele zásypu



Obrázok 38 Maximálne kladné hlavné napätia BOT – gabióny v čele zásypu



Obrázok 39 Minimálne záporné hlavné napätia BOT – gabióny v čele zásypu

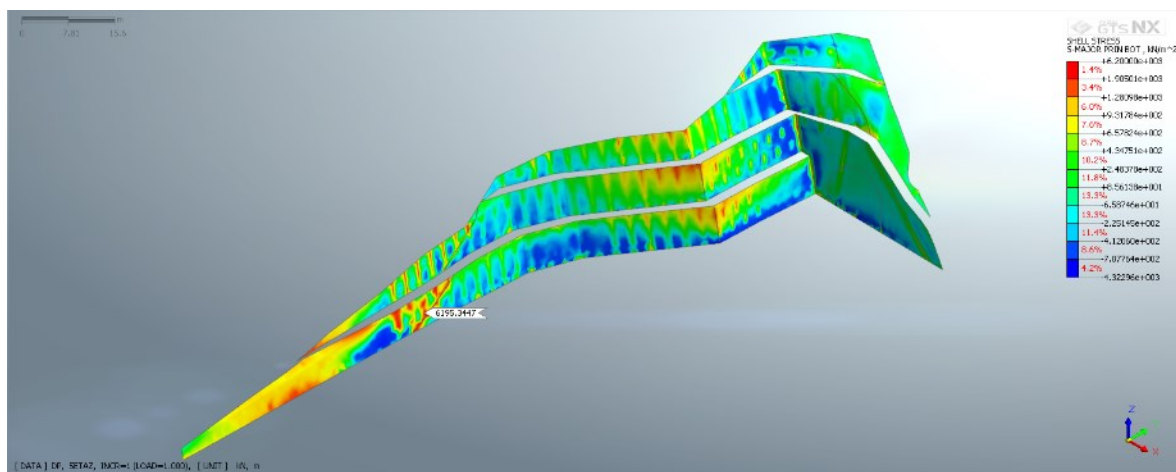
Pri posúdení gabiónov umiestnených v čele zásypu bolo výpočítané maximálne tlakové napätie 5,08 MPa rovnako ako v predchádzajúcom prípade menšie ako pevnosť gabiónov v tlaku 140 MPa.

6.1.2. Striekaný betón

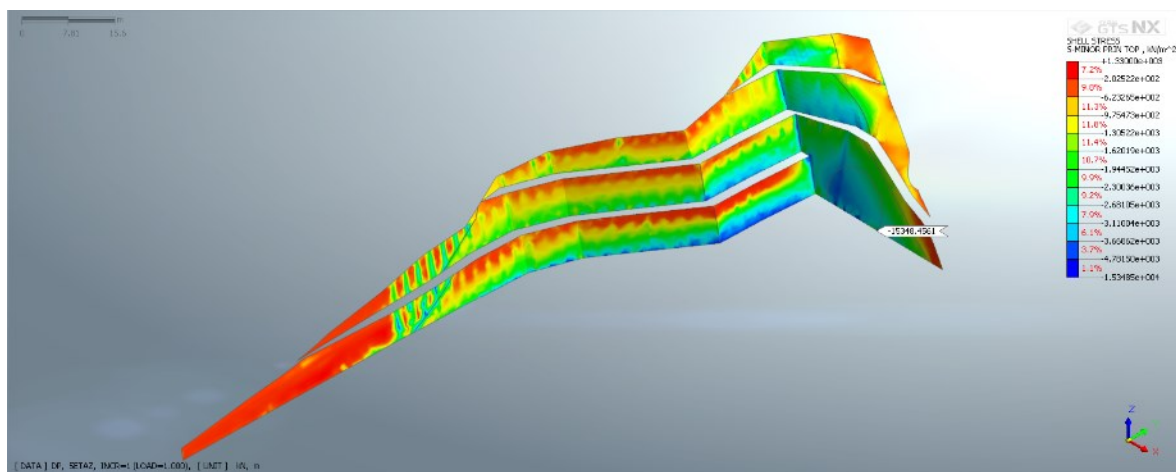
Konštrukcia striekaného betónu, ktorá zabezpečovala primárny každý zo svahov, bola vyhodnotená z pohľadu hlavných napätí obdobne ako gabiónové matrace. Po analýze výsledkov (Tab. 16) boli určené maximálne hodnoty hlavných napätí v ťahu a tlaku. Maximálna veľkosť hlavného napätia (Obr. 40) pre ťah zaznamenaná na spodnom povrchu o veľkosti 6195,35 kN/m². Najvyššia hodnota v tlaku s veľkosťou 15348,46 kN/m² bola určená na základe výstupu z minimálnych hlavných napätí (Obr. 41).

	MAJOR - maximálne hlavné napätie [kN/m ²]		MINOR - minimálne hlavné napätie [kN/m ²]	
	ťah	tlak	ťah	tlak
TOP	4361,37	5211,81	1330,00	15348,46
MID	3225,41	4702,35	626,00	13497,2
BOT	6195,35	4322,96	961,00	14861,60

Tabuľka 16 Hodnoty hlavných napätí – striekaný betón



Obrázok 40 Maximálne kladné hlavné napätia BOT – striekaný betón



Obrázok 41 Minimálne záporné hlavné napätia TOP – striekaný betón

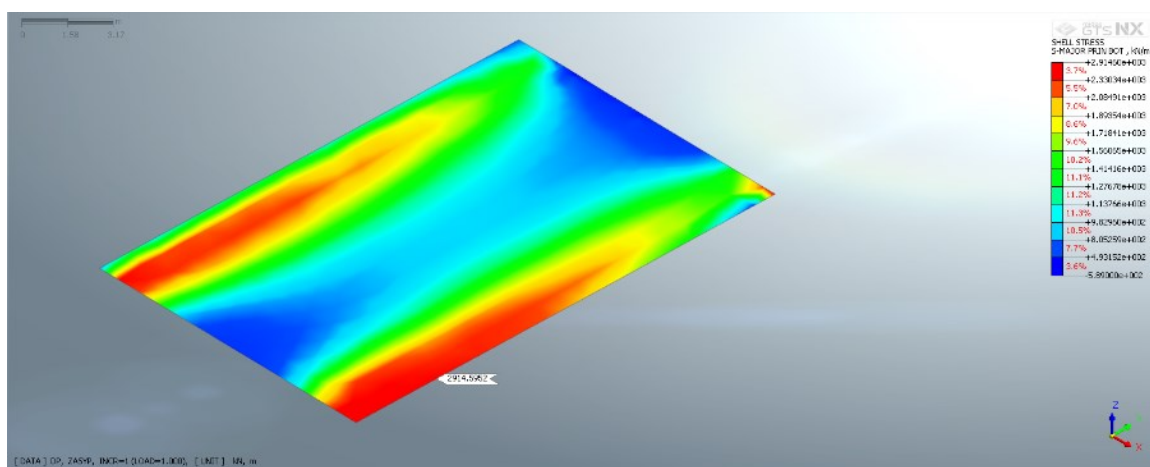
Pre úplnosť boli maximálne hodnoty hlavných napätí porovnané s pevnosťou betónu v tlaku a v ťahu. Podľa umiestenia maximálnej hodnoty bola určená trieda betónu s jej charakteristickou pevnosťou. Hodnota pevnosti potom musela byť pri posudku väčšia ako hodnota napätia určená z modelu. V prípade posúdenia tlakovej pevnosti striekaný betón vyhovuje. Vypočítaná bola maximálna hodnota 15,35 MPa, ktorá bola porovnaná s pevnosťou betónu 20 MPa v tlaku. Pevnosť v ťahu je pre betón niekoľko násobne menšia ako pevnosť tlaková. Pri posúdení v ťahu lokálne ťahové napätia prekračujú maximálnu pevnosť v ťahu 2,6 MPa avšak ako je jasné z výstupu maximálnych hlavných napätí (Obr. 40) nejedná sa o súvislú oblasť. Navyše tlakové napätia boli v betóne sú zachytené pomocou výstužných sietí, ktoré však nebolo možné modelovať detailnejšie a tak bol ich vplyv zahrnutý do plošnej konštrukcie zo striekaného betónu.

6.1.3. Základová doska

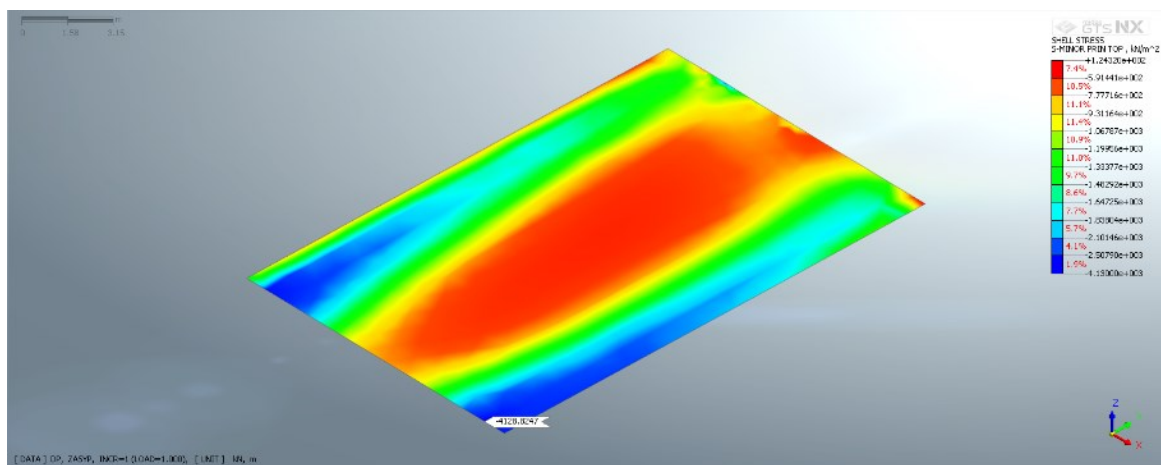
Po vyhodnotení analýzy boli stanovené maximálne hodnoty hlavných napätí (Tab. 17) pôsobiacich na základovú dosku umiestnenú pod ostením tunela. Hlavné napätie (Obr. 42) s maximálnou hodnotou $2914,60 \text{ kN/m}^2$ v ťahu bolo určené na spodnom povrchu dosky. Najväčšia hodnota záporného a teda tlakového hlavného napätia (Obr. 43) bola určená na vrchnom povrchu o veľkosti $1747,96 \text{ kN/m}^2$.

	MAJOR - maximálne hlavné napätie [kN/m ²]		MINOR - minimálne hlavné napätie [kN/m ²]	
	ťah	tlak	ťah	tlak
TOP	2085,40	701,00	124,32	4128,82
MID	2027,25	702,00	437,05	1747,96
BOT	2914,60	589,00	759,22	1257,01

Tabuľka 17 Hodnoty hlavných napätí – základová doska



Obrázok 42 Maximálne kladné hlavné napätia BOT – základová doska



Obrázok 43 Minimálne záporné hlavné napätia TOP – základová doska

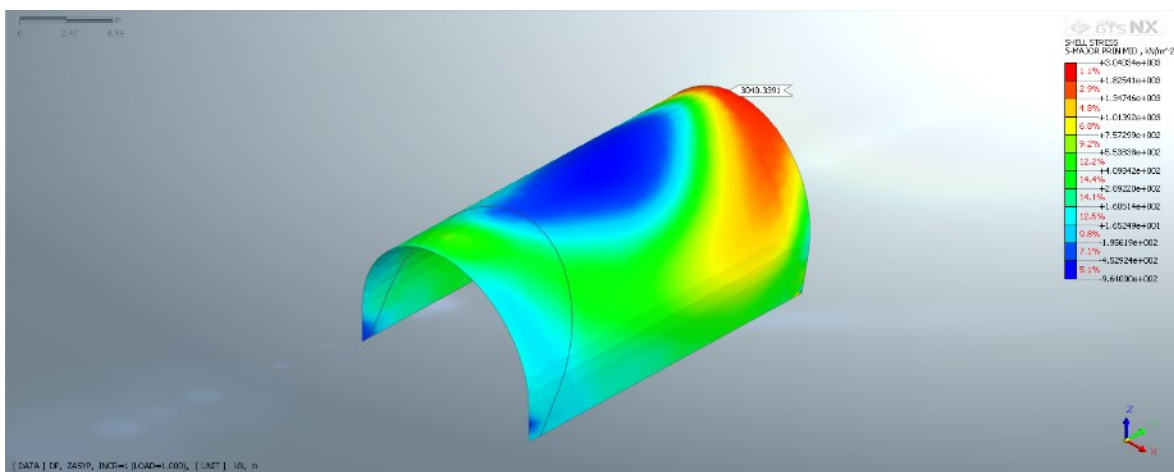
Hraničné hodnoty hlavných napätí boli posúdené s pevnosťou betónu C30/37 o hodnote 30 MPa v tlaku a 2,9 MPa v ťahu. V prípade tlakovej pevnosti betón základovej dosky vyhovel s maximálnou hodnotou 4,13 MPa. Pri ťahovom namáhaní bola veľkosť napätia z modelu mierne vyššia ako tabuľková hodnota pevnosti v ťahu. Posudok sa však vyhodnocuje ako dostatočný nakoľko sa ťahové napätia boli prenesené výstužou.

6.1.4. Ostenie

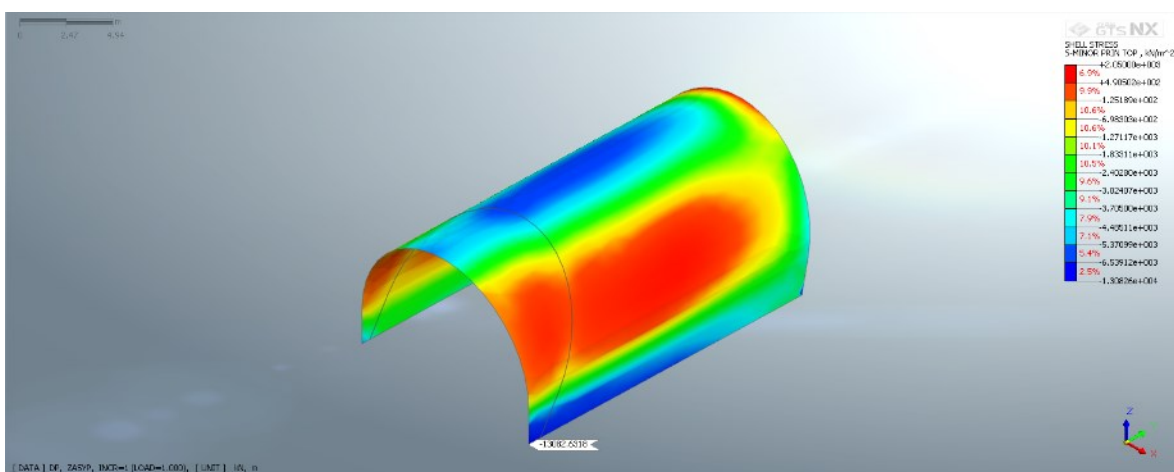
Výstupy hlavných napätí z programu (Tab. 18) ukázali maximálne a minimálne veľkosti dosiahnutých hlavných napätí na rôznych miestach v tunelovom ostení. V prípade maximálnych hlavných napätí pôsobiacich v ostení tunela bola zaznamenaná maximálna ťahová hodnota hlavného napätia v strednici povrchu o veľkosti 3040,33 kN/m². Veľkosť minimálnej hodnoty hlavných napätí v tlaku predstavovala 13082,63 kN/m² a bola zaznamenaná na povrchu ostenia.

	MAJOR - maximálne hlavné napätie [kN/m ²]		MINOR - minimálne hlavné napätie [kN/m ²]	
	ťah	tlak	ťah	tlak
TOP	2027,86	2740,00	2050,00	13082,63
MID	3040,33	964,25	2684,87	9189,94
BOT	2896,25	589,00	759,22	1257,01

Tabuľka 18 Hodnoty hlavných napätí – ostenie



Obrázok 44 Maximálne kladné hlavné napätia MID – ostenie



Obrázok 45 Minimálne záporné hlavné napätia TOP – ostenie

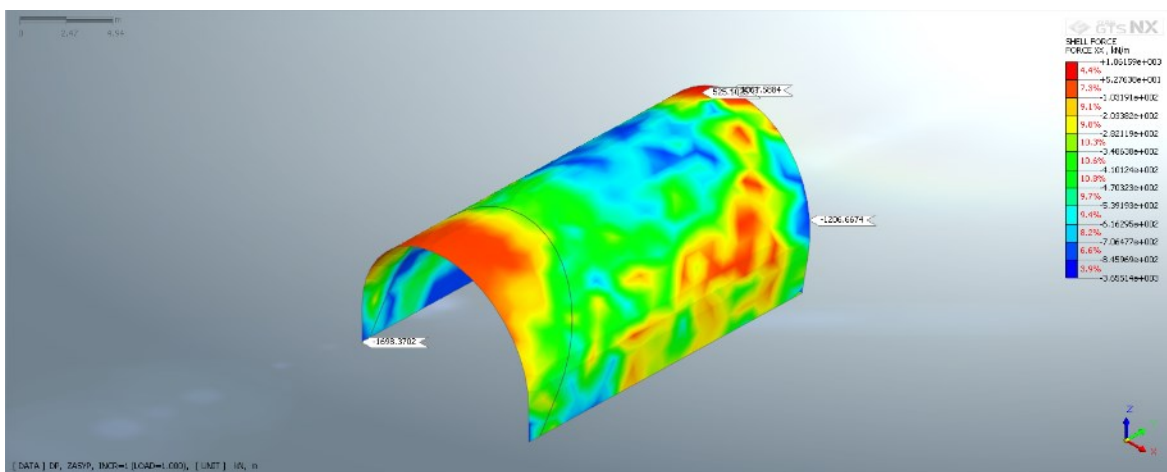
Pri posúdení ťahového napätia voči ťahovej pevnosti betónu C30/37 2,90 MPa sa ukázalo prekročenie maximálnej hodnoty pevnosti. Z výstupov (Obr. 44) bolo jasné, že hodnoty vyššie ako pevnosť betónu v ťahu sa vyskytujú na kontakte zemina v portálovej stene a ostenie. Tento jav však v reálnej situácii nikdy nenastane, nakoľko prvotne je tunel razený a až dodatočne bude zhotovená jeho hlbená časť. Vplyv razenej časti však nebol do výpočtu zahrnutý. Navyše všetky vznikajúce ťahové napätia prenesie výstuž v betóne. Z Pohľadu posúdenia tlakovej pevnosti 30 MPa a dosiahnutého napätia v modeli 13,09 MPa ostenie vyhovuje.

6.2. Vnútorne sily v plošných prvkoch

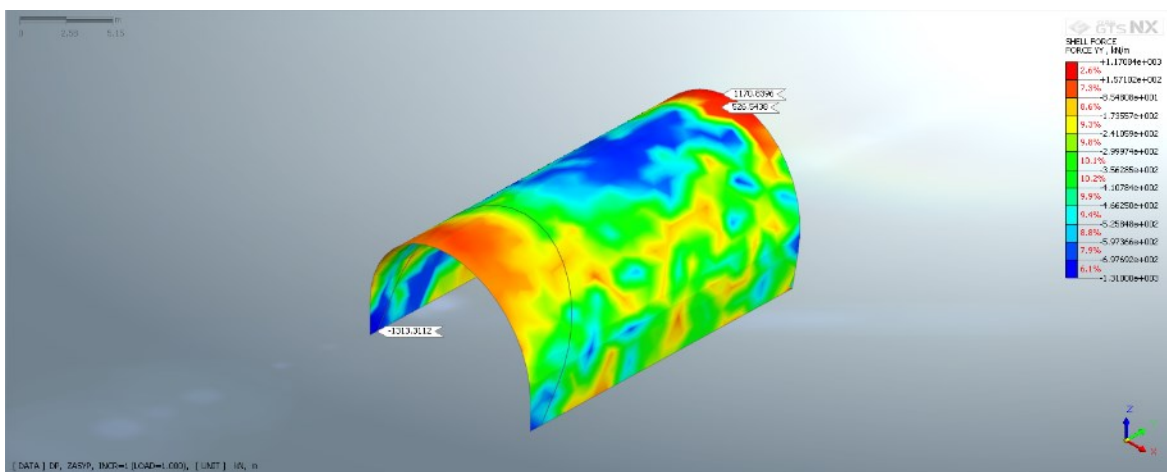
V prípade vyhodnotenia vnútorných síl na plošné prvky sú najpodstatnejším výstupom sily charakterizujúce základovú dosku a ostenie tunela. Výsledky analýzy boli vytiahnuté z deviatej fázy výpočtu (spätný zásyp tunela). Pri aktivácii tunela v ôsmej fáze, by výsledky pre ostenie zahŕňali iba vplyv vlastnej tiaže ostenia tunela a taktiež pre základovú dosku vplyv vlastnej tiaže dosky spoločne s vplyvom ostenia tunela. Boli vyhodnotené vždy všetky smery a z nich určená maximálna hodnota vnútorných síl.

6.2.1. Ostenie tunela

V prípade normálovej sily v ostení tunela vznikala maximálna hodnota v ťahu v smere XX (Obr. 46) v hornej časti ostenia pri jeho kontakte s portálovou stenou (Obr. 49) o veľkosti 1061,59 kN/m. V ostatných miestach bola zaznamenaná maximálna hodnota okolo 527,10 kN/m. V prípade tlaku bola maximálna hodnota zaznamenaná v rohu ostenia s hodnotou 1698,37 kN/m. Na kontakte ostenia a portálovej steny bola hodnota v tlaku o veľkosti 1206,67 kN/m. Pri zobrazení hodnôt v smere YY (Obr. 47) vznikala maximálna sila taktiež na kontakte ostenie portálová stena. V ostatných miestach ostenia bola zaznamenaná najvyššia hodnota 526,54 kN/m. Výstup normálových síl ukázal tiež maximálnu zaznamenanú zápornú normálovú silu v spodnej časti ostenia s hodnotou 1313,32 kN/m. V prípade, že neboli brané do úvahy vznikajúce maximálne sily na kontakte ostenie portálová stena bol vyhodnotený smer XX a YY skoro ako rovnocenný pre sily vznikajúce v ťahu. Pre tlakové sily Bol vyhodnotený smer YY ako mierne horší v prípade zanedbania sily vznikajúcej v rohu ostenia.

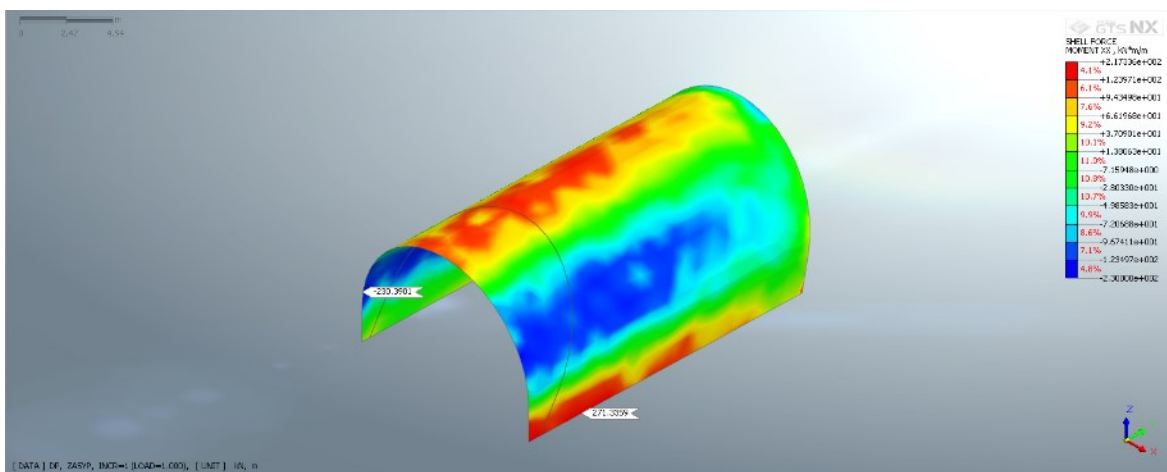


Obrázok 46 Normálové sily smer XX – ostenie tunela

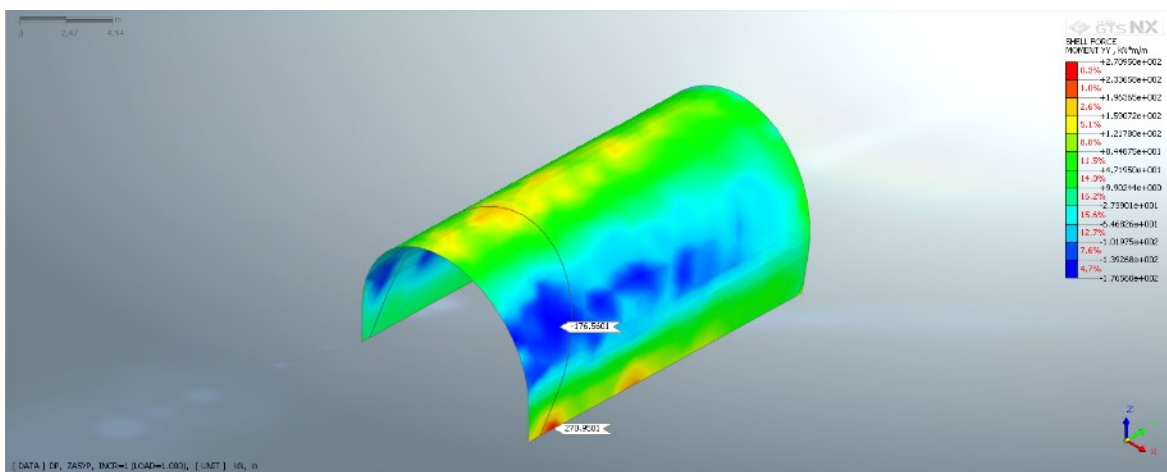


Obrázok 47 Normálové sily smer YY – ostenie tunela

Ďalším výstupom v závislosti na normálových silách sú ohybové momenty vznikajúce v ostení tunela. V smere XX (Obr. 48) vznikal maximálny kladný ohybový moment 271,36 kNm/m v spodnej časti tunelového ostenia. Záporný bol zaznamenaný v čele ostenia s hodnotou 230,39 kNm/m. Pre smer YY (obr. 49) bol kladný moment 270,51 kNm/m zaznamenaný približne v rovnakom mieste ako pre smer XX. Hodnota záporného momentu predstavovala 176,56 kN/m. Z porovnania smerov bolo približné rovnocenné pôsobenie kladných ohybových momentov. Pri záporných momentoch bol smer XX označený za kritickejší.



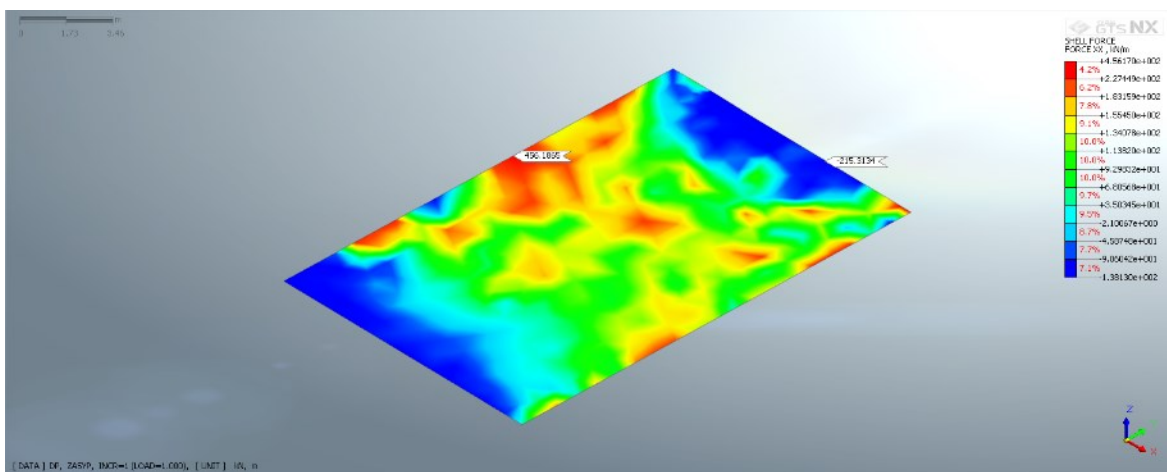
Obrázok 48 Ohybové momenty smer *XX* – ostenie tunela



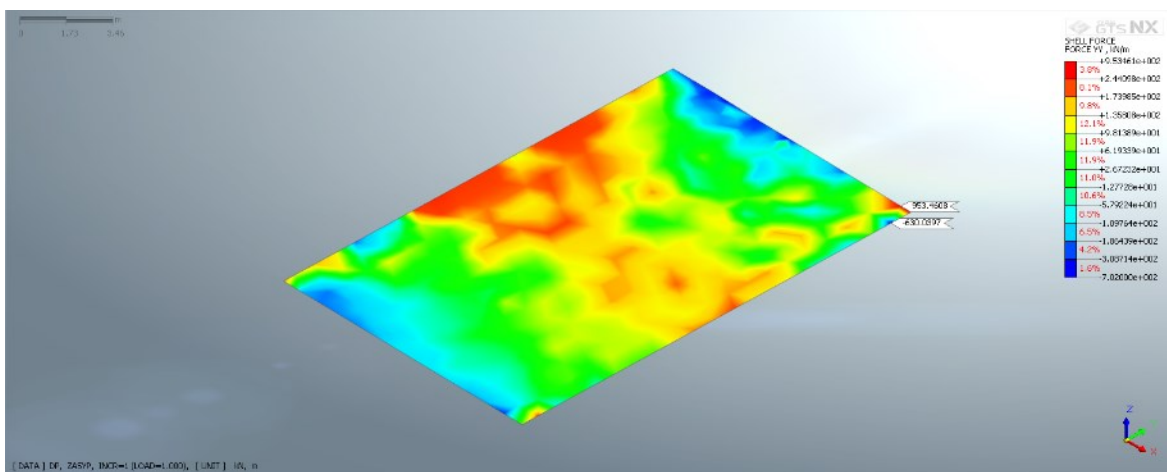
Obrázok 49 Ohybové momenty smer *YY* – ostenie tunela

6.2.2. Základová doska

Základová doska bola modelovaná rovnako ako plošný prvok. Výsledná hodnota maximálnej normálovej sily v smere *XX* (Obr. 50) pôsobiacej na dosku pre ťah bola s veľkosťou 456,19 kNm/m a pre tlak 215,31 kNm/m. V smere *YY* (Obr. 51) je vyhodnotená maximálna ťahová 953,46 kNm/m a pre tlak 630,04 kNm/m. Tieto sily boli koncentrované v okolí rohu základovej dosky, neboli však umiestnené úplne v jej rohu. Pri porovnaní smerov boli vyššie hodnoty zaznamenané v smere *YY* ako pre ťahové tak aj tlakové sily.

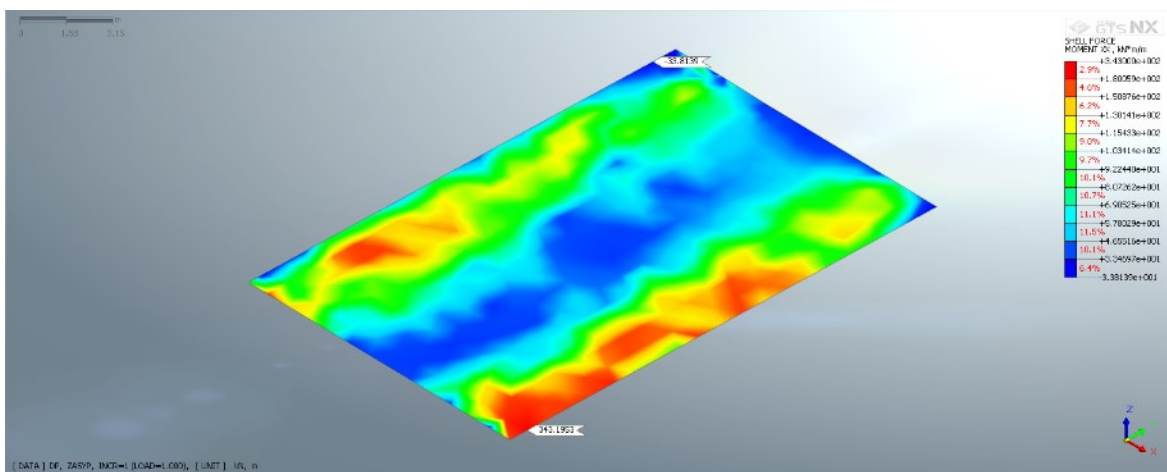


Obrázok 50 Normálové sily v smere XX – základová doska

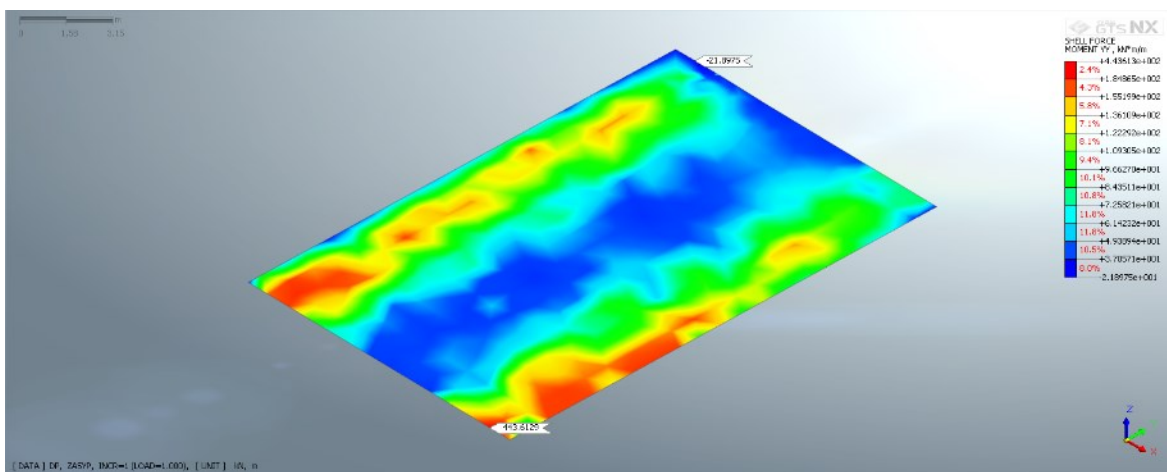


Obrázok 51 Normálové sily v smere YY – základová doska

V súvislosti so vznikom normálových síl vznikajú na doske aj ohybové momenty. Vyhodnotenie ohybových momentov pre XX (Obr. 52) zobrazuje maximálne hodnoty pri hranách dosky. Veľkosť kladného momentu dosahuje 343,20 kNm/m a záporného 33,81 kNm/m. V smere YY (Obr. 53) vznikajú maximálne hodnoty pri priečnych hranách dosky s hodnotou 443,61 kNm/m pre kladný a 21,90 kNm/m pre záporný moment. Z výsledných hodnôt je zjavné väčšie pôsobenie v smere XX pre záporný moment a v smere YY pre moment kladný.



Obrázok 52 Ohybové momenty smer XX – základová doska



Obrázok 53 Ohybové momenty smer YY – základová doska

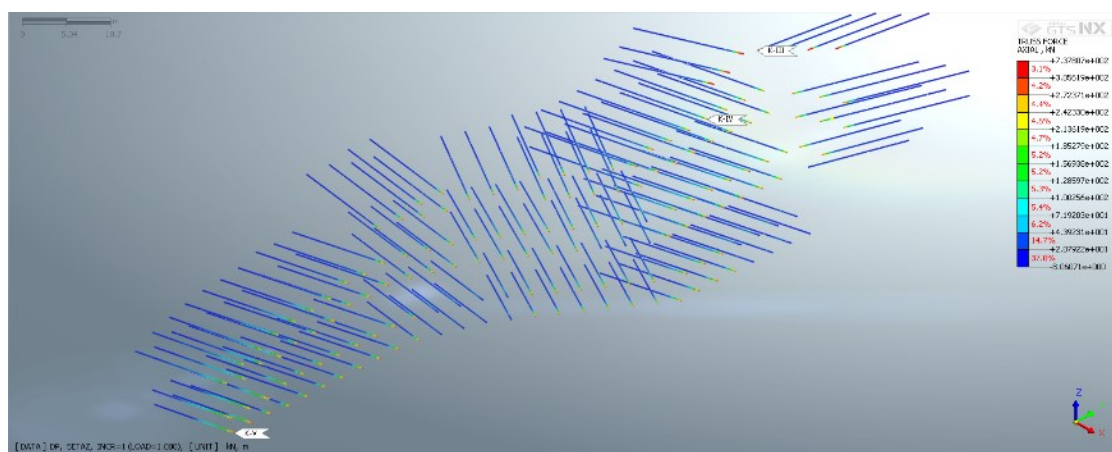
6.3. Vnútorne sily v prútových prvkoch

Pri prvkoch modelovaných ako „Embedded Truss“, ktorými sú lanové a sklolaminátové kotvy a mikropilóty sú podstatným výstupom z výpočtu osové sily na týchto prvkoch. V ďalších podkapitolách budú vyhodnotené výsledky analýzy na týchto prvkoch z najpodstatnejšej fázy výpočtu.

6.3.1. Lanové kotvy

V prípade lanových kotiev boli výsledky analýzy vyhodnotené zo šiestej fázy výpočtu (vyhlbenie zárezu až na dno). Po tejto fázy nasledovala fáza vynulovania deformácií a preto by neboli výsledky v ďalších fázach už objektívne a podstatné.

Z farebnej škály (Obr. 54) je jasné, že najväčšie namáhanie prislúcha kotvám umiestnených v tretej etáži hĺbenia stavebnej jamy v oblasti portálovej steny a nástupnej plochy s hodnotou 737,81 kN. Práve týmto kotvám bola pri ich aktivácii priradená predpínacia sila vo 750 kN.



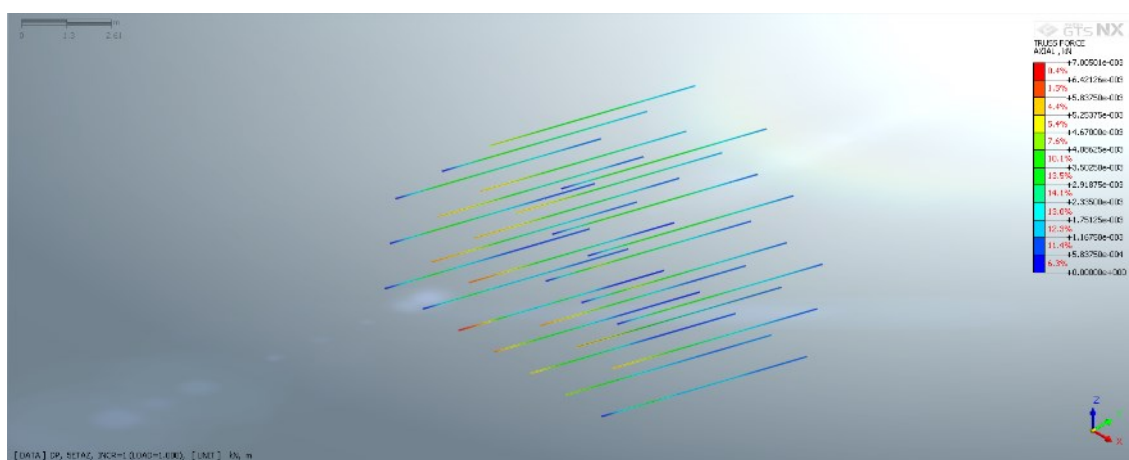
Obrázok 54 Lanové kotvy

Na obrázku sa môže zdať akoby ostatné kotvy neboli vôbec osovo namáhané. Tento fakt je zapríčinený vysokým rozdielom v osových silách v porovnaní kotiev v tretej etáži s kotvami umiestnenými nižšie, ktoré boli predpínané na silu 300 kN.

6.3.2. Sklolaminátové kotvy

Vyhodnotenie osového namáhania sklolaminátových kotiev (Obr. 55) bolo realizované v rovnakej fáze ako pre lanové kotvy. V technickej správe bola uvedená požadovaný typ sklolaminátových kotiev ES 60 únosnosť 600 kN. Z modelu je jasné, že

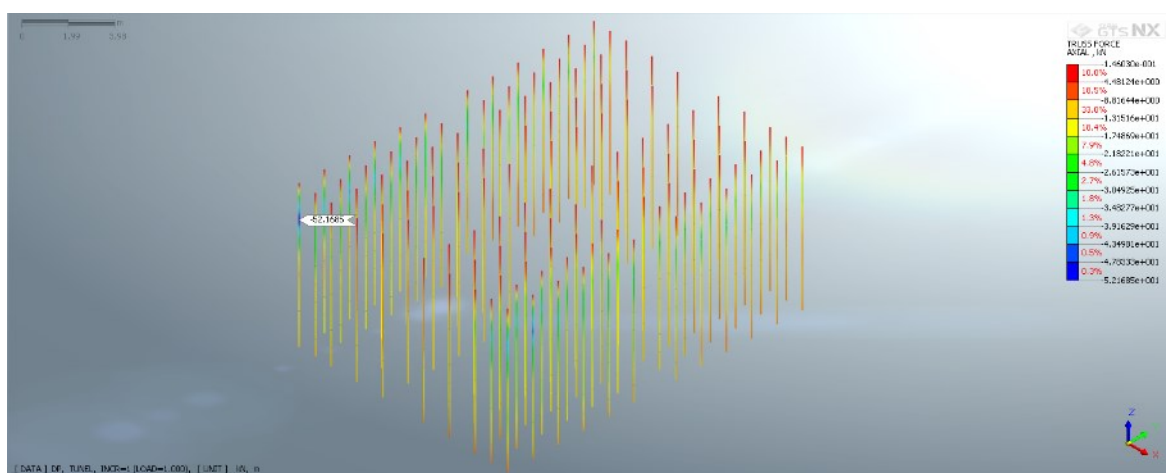
maximálna osová sila je väčšia a to s hodnotou 700,50 kN pre kotvu umiestnenú v spodnom rade.



Obrázok 55 Sklolaminátové kotvy

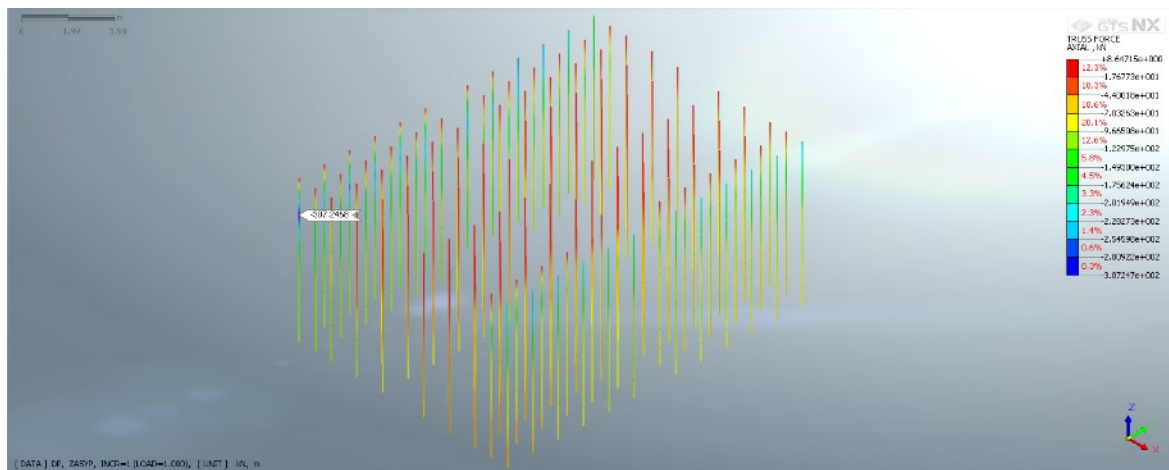
6.3.3. Mikropilóty

Hodnoty osového namáhania pre mikropilóty boli vyhodnotené v dvoch fázach. Prvé výsledky analýzy (Obr. 56) reprezentujú fázu, v ktorej došlo k aktivácii základovej dosky a ostenia tunela. Z projektovej dokumentácie bola požadovaná únosnosť mikropilót 300 kN. Výsledkom analýzy bola maximálna hodnota osovej sily 52,17 kN, ktorá bola zaznamenaná na mikropilóte umiestnenej v rohu základovej dosky.



Obrázok 56 Mikropilóty – ôsma fáza

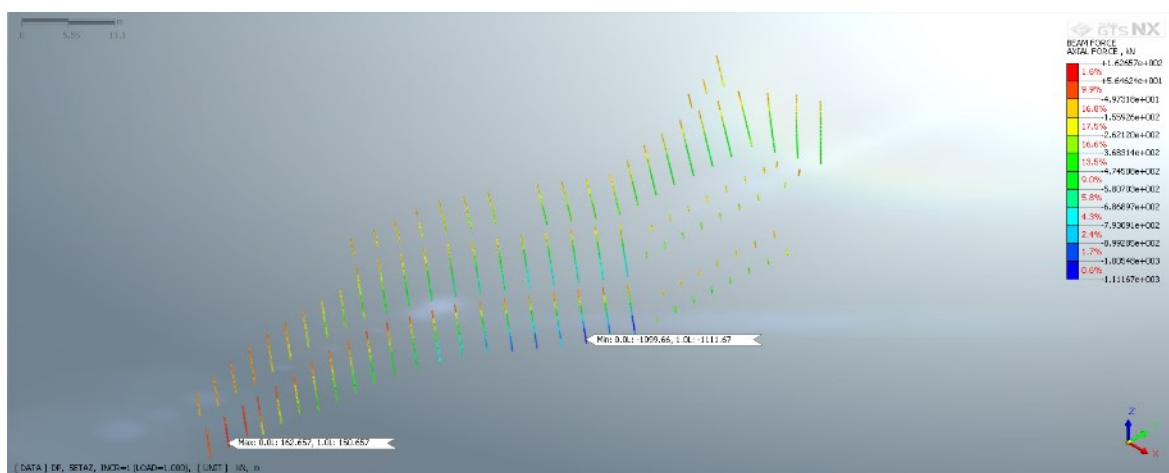
Druhé vyhodnotenie výsledkov bolo z poslednej fázy výpočtu (Obr. 57) pričom maximálna hodnota osovej sily bola na rovankej mikropilote a to s hodnotou 307,25 kN. V ostatných mikropilotach boli zaznamenané maximálne sily okolo 280 kN.



Obrázok 57 Mikropilóty – deviata fáza

6.3.4. Kotevné rebrá a dosky

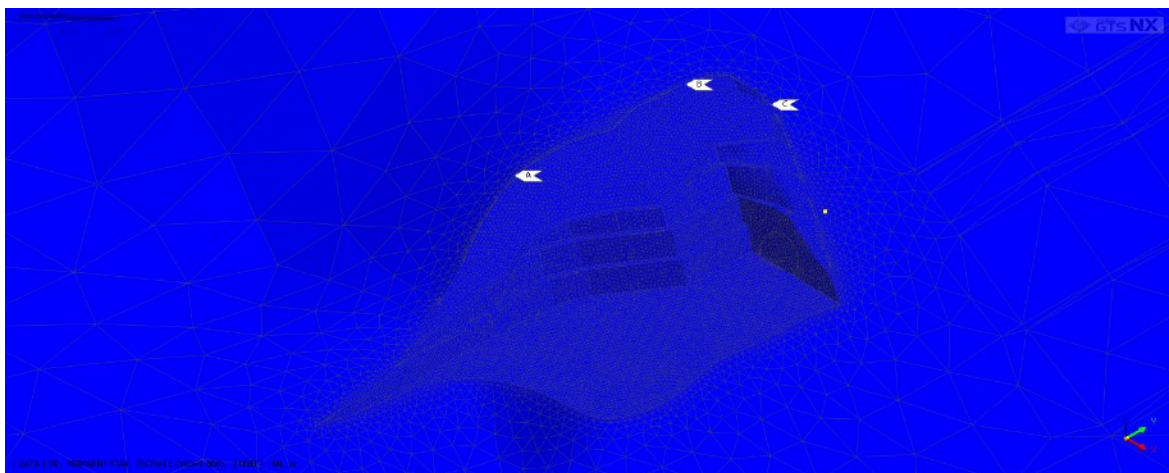
V prípade kotevných dosiek a rebier boli najvyššie hodnoty osových síl (Obr. 58) zaznamenané na kotevných rebrách umiestnených v poslednej etáži zárezu. Hodnota v ťahu dosahovala 150,66 kN a v tlaku 1111,67 kN.



Obrázok 58 Kotevné rebrá a dosky

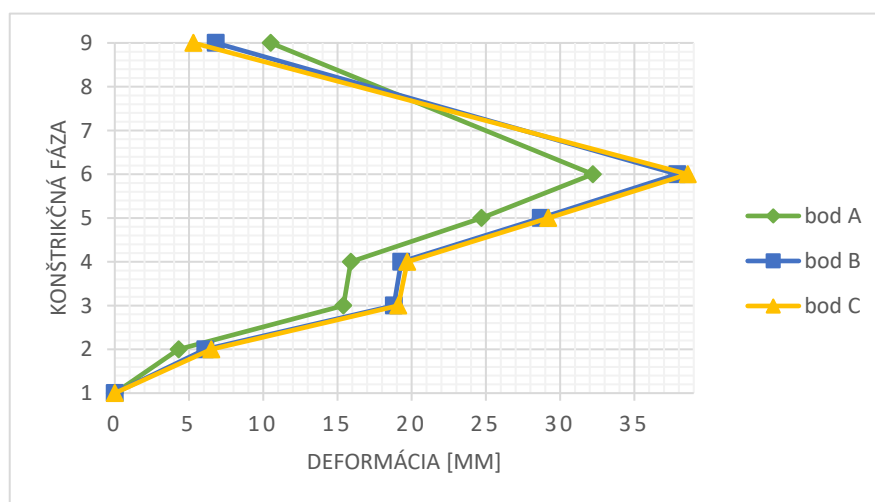
6.4. Deformácie a napätia v záujmovej oblasti

Na sledovanie zmeny deformácií v priebehu celého výpočtu boli vytipované tri body (Obr. 59), ktoré sa nachádzali v korune svahu v rozličných oblastiach portálu.



Obrázok 59 Sledované body

Vyhodnotenie deformácií jednotlivých bodov je zobrazené v grafe na nasledujúcej strane. Z grafu je jasné, že najväčšie pretvorenie nastáva v bode „C“ umiestenom v oblasti portálovej steny.

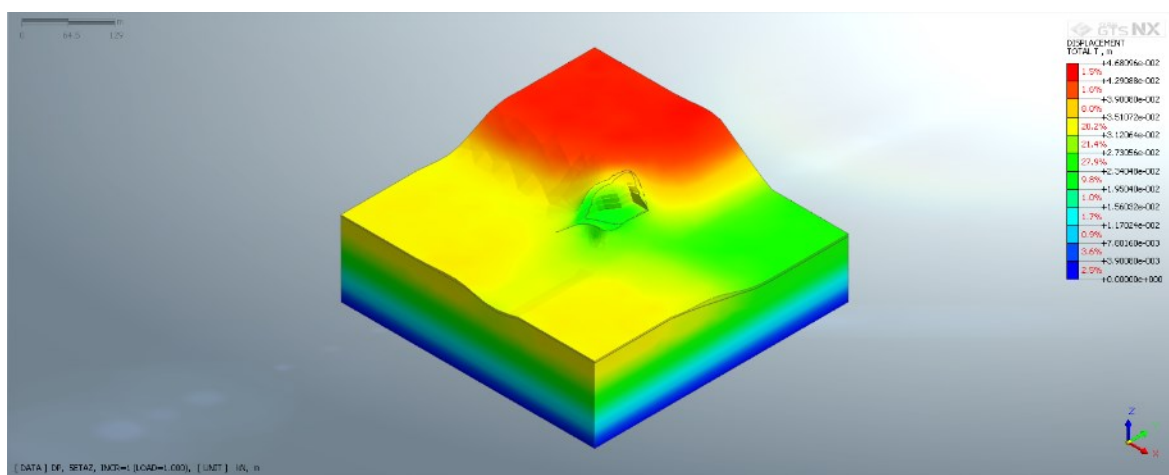


Graf 1 Deformácie vytipovaných bodov

Na vyhodnotenie analýzy sú určené dve hlavné skupiny výsledkov. Prvá skupina predstavuje vyhlĺbenie portálového zárezu až na dno (6. fáza) a druhá konečnú fázu, v ktorej bol tunel späťne zasypaný (9. fáza).

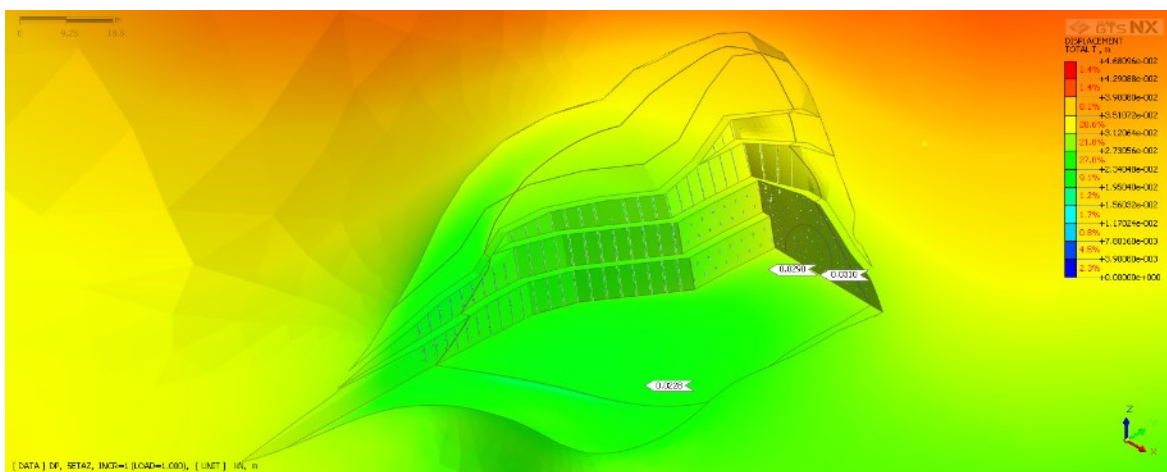
6.4.1. Fáza vyhlĺbenia portálového zárezu až na dno

Zobrazenie celkových posunov (Obr. 60) dáva najlepší prehľad o deformačných zmenách v okolí priportálového zárezu. Z obrázku je jasné, že najväčšia deformácia 46 mm nastáva v najvyšších oblastiach modelu avšak mimo záujmovú oblasť.



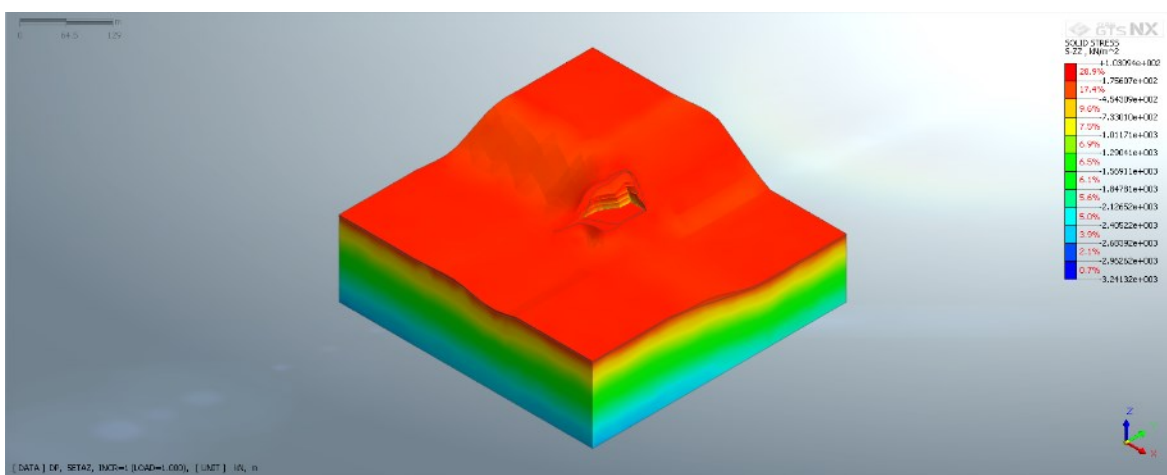
Obrázok 60 Deformácie

Vplyvom odťazenia zeminy vznikajú na dne stavebnej jamy kladné deformácie, ktoré zobrazujú mierne nadvihnutie dna. Hodnota totálnych deformácií (Obr. 61) v záujmovej oblasti predstavuje v dne stavebnej jamy v portálovej oblasti najvyššiu hodnotu 31 mm v ostatných oblastiach sa deformácia pohybuje okolo 23 – 29 mm.



Obrázok 61 Deformácie portálového zárezu

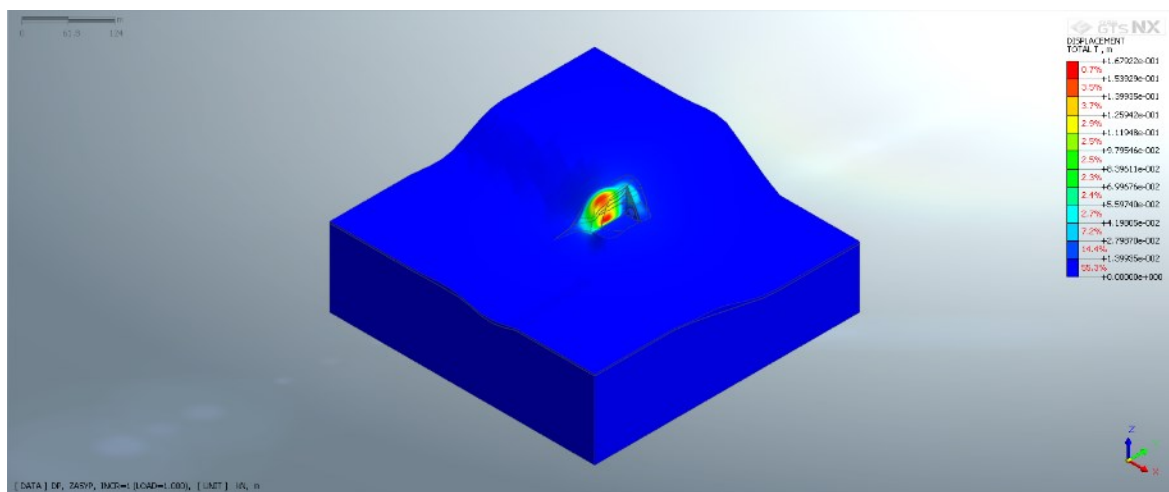
V prípade napätia v smere osy „z“ (Obr. 62) dochádza v rohoch dna portálového zárezu a na laviciach ku koncentráciám tlakových napätí.



Obrázok 62 Zvislé napätie

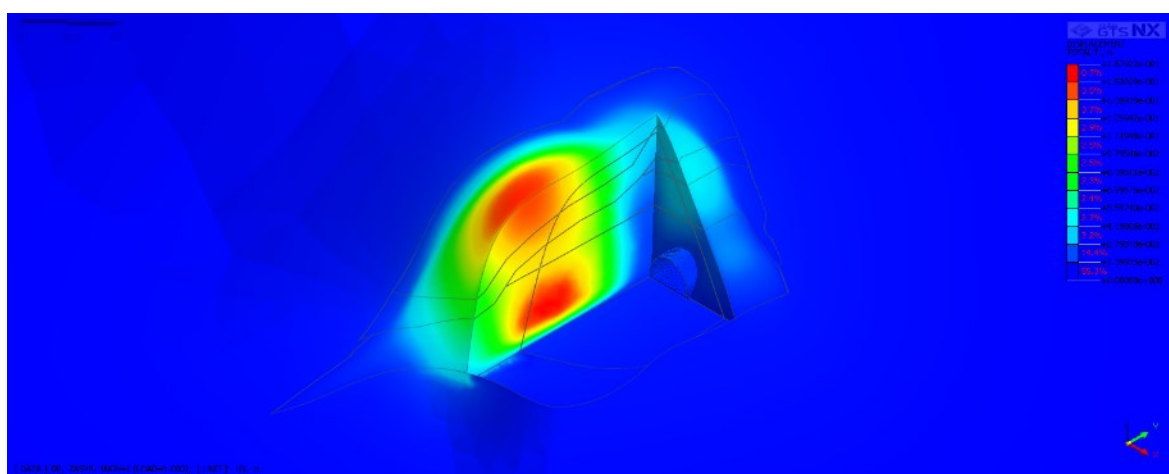
6.4.2. Fáza spätného zásypu tunela

Pri zobrazení deformácií v celej oblasti modelu (Obr. 63) je jasné, že najvýraznejšie posuny nastávajú práve v oblasti spätného zásypu tunela.



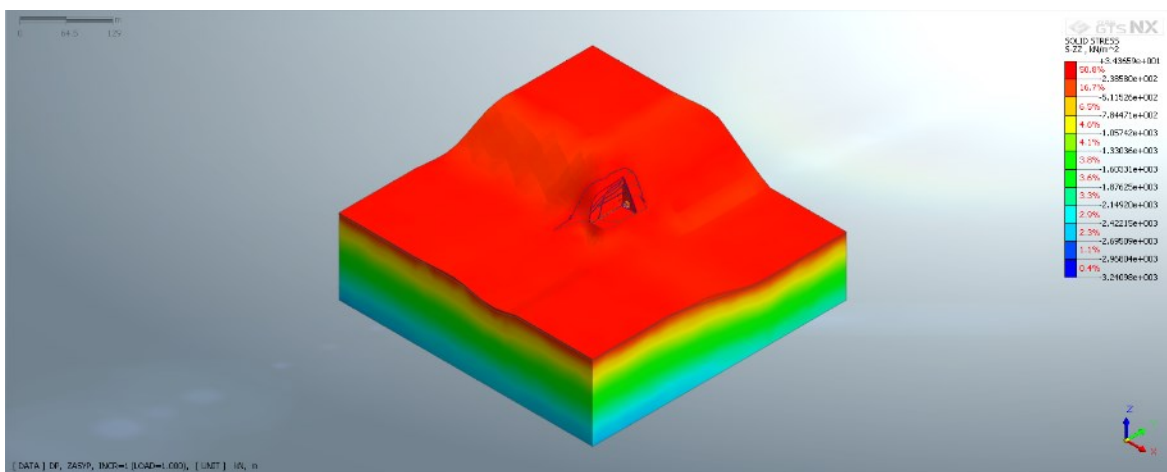
Obrázok 63 Deformácie

S priblížením záujmovej oblasti (Obr. 64) sú zjavné maximálne deformácie vznikajúce práve v častiach spätného zásypu tunela. Tieto deformácie sú spojené s veľkým sklonom spätného zásypu a naberajú maximálnu hodnotu 0,167 m. v spodnej oblasti, čo predstavuje možnosť ušmyknutia sa zásypového telesa.



Obrázok 64 Deformácie – spätného zásypu

Pre úplnosť je zobrazené ešte zvislé napätie (Obr. 65). Pričom na styku dna portálového zárezu a spätného zásypu dochádza k jemnej koncentrácii napätí.



Obrázok 65 Zvislé napätie

6.5. Zhodnotenie stability portálu

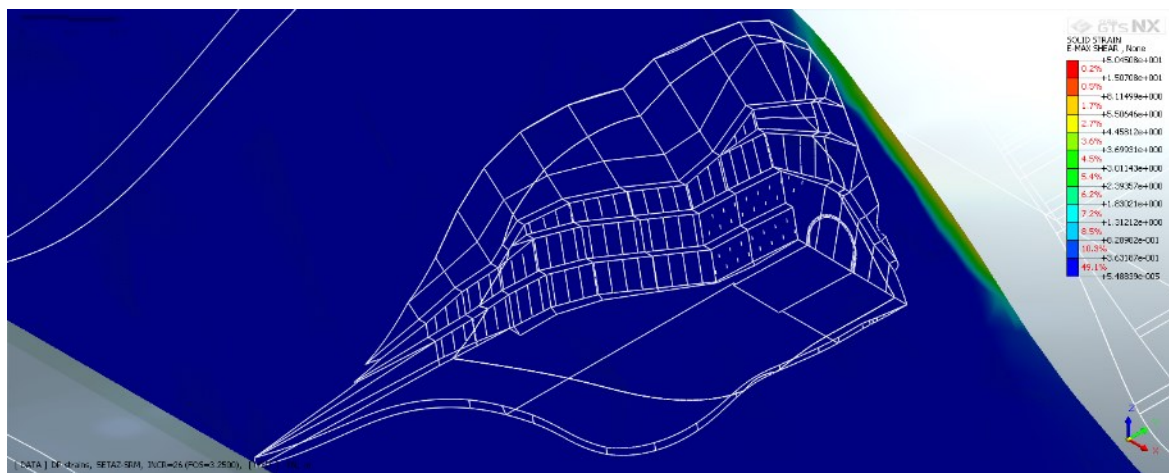
Ako bolo už spomenuté výpočet stupňa stability bol zahrnutý okrem konečnej fázy výpočtu aj do fázy šesť, ktorá reprezentovala vyhlĺbenie zárezu až na dno. Na výpočet stability bola použitá metóda SRM, ktorej výhodou je, že nie je nutné dopredu poznať poruchovú oblasť.

Využitie metódy SRM znamená určenie stupňa bezpečnosti na základe redukcie pevnostných šmykových parametrov. V priebehu výpočtu sú postupne znižované veľkosti súdržnosti a uhla vnútorného trenia, kým výpočet konverguje. Zlyhanie a teda nedokonvergovanie výpočtu znamená prekročenie stupňa stability.

Výpočet realizovaný metódou SRM umožňuje zobrazenie plastických bodov v modelovej situácii. Plastickými bodmi sú body, ktoré ležia súčasne na Mohrovej kružnici aj na obalovej čiare pevnosti. Vznikajú pri dosiahnutí maximálnej šmykovej únosnosti materiálu buď v tlakovom alebo ťahovom namáhaní. Na základe výskytu plastických bodov, ktoré súvisia s maximálnym šmykovým pretvorením boli vykreslené dva rezy.

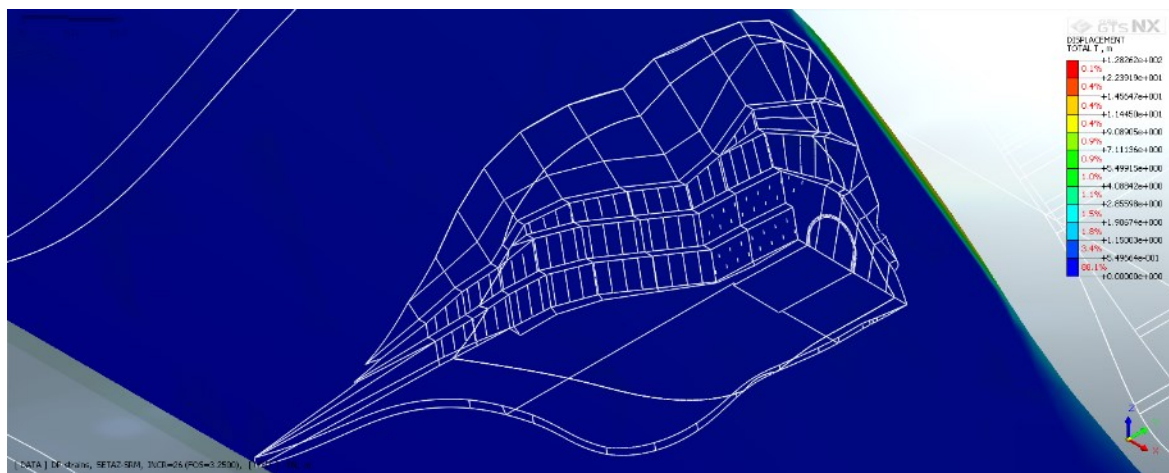
Prvý rez (Obr. 66) bol konštruovaný vo výpočtovej fáze číslo šesť, kedy došlo k úplnému vyhlĺbeniu portálového zárezu až na dno. Pri zobrazení maximálnych šmykových pretvorení, ktoré sa slúžia ako ukazovateľ šmykových plôch pri riešení stability svahov,

vznikali v modeli dve miesta, ktoré vynikali. Jedno z týchto miest sa nachádzalo mimo záujmovú oblasť modelu a keďže, bola veľkosť modelu upravená do požadovaných rozmerov pretiahnutím záujmovej oblasti, nie je potreba ďalej venovať tomuto javu pozornosť. Druhé miesto vznikalo skoro na hrane svahov v časti nad portálovou oblasťou.



Obrázok 66 Maximálne šmykové pretvorenia SRM – šiesta fáza

V mieste rezu boli tiež zobrazené totálne deformácie (Obr. 67) ako výstup z výpočtu stability SRM. I keď výsledné deformácie z výpočtu stupňa stability nie sú pri stabilitných úlohách relevantné, ponúkajú však určitú predstavu z hľadiska ich lokalizácie.

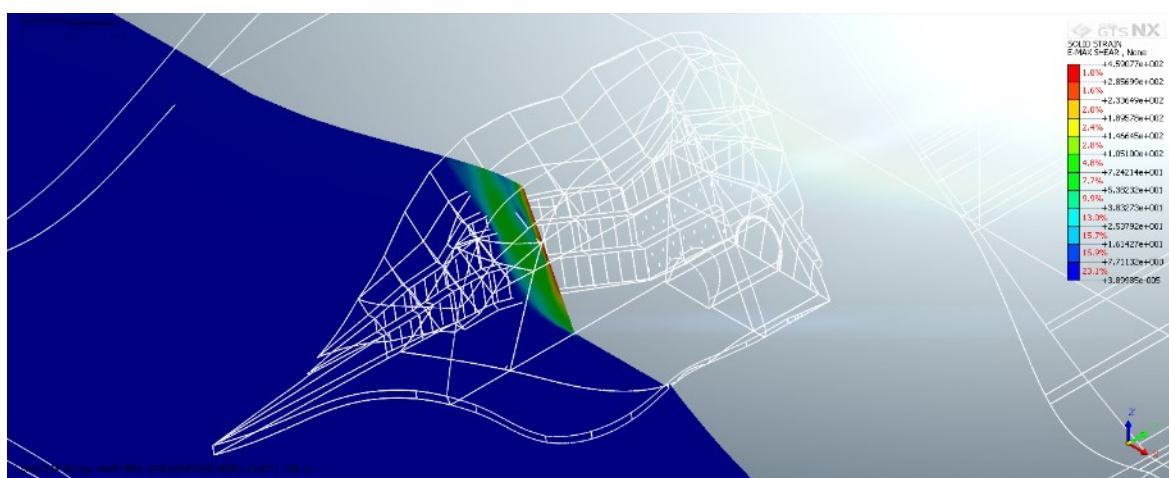


Obrázok 67 Totálne deformácie SRM – šiesta fáza

Celkovým zhodnotením stability v tomto kroku je hodnota stupňa stability, ktorá bola stanovená na 3,75. Z pohľadu geotechnických stavieb s týmto stupňom stability sa

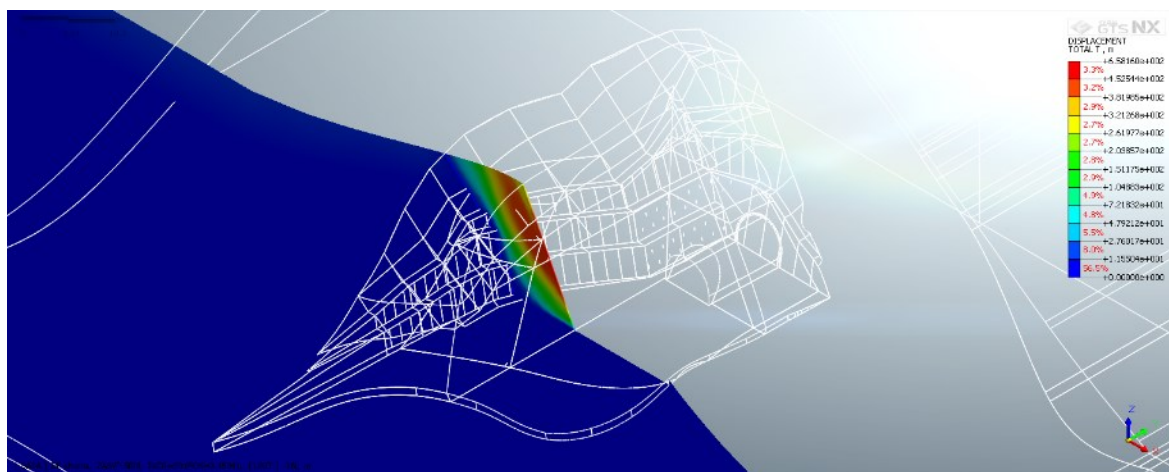
portálová stavba považuje za stavu dlhodobu stabilnú. Dosiahnutie stupňa stability oblasti 3,75 má za následok dostatočné zabezpečenie portálu použitím stabilizačných opatrení.

Výpočet stupňa stability bol prevedený aj v poslednej fáze výpočtu. Výstupy zobrazenia maximálnych šmykových pretvorení poukazovali na maximálne hodnoty v miestach spätného zásypu portálu najmä v oblasti pri nástupnej ploche. Nachádzali sa takmer v celej oblasti a preto bol na základe tejto skutočnosti vytvorený druhý charakteristický rez (Obr. 68) v strede menovaného úseku. Veľkosť šmykových pretvorení bola rádovo o jeden stupeň vyššia ako v predchádzajúcom reze.



Obrázok 68 Maximálne šmykové pretvorenia SRM – deviata fáza

V mieste rezu boli rovnako zobrazené aj totálne deformácie (Obr. 69). Hodnoty totálnych deformácií boli zobrazené ako výsledok výpočtu SRM aby boli viditeľné najvyššie deformácie, ktoré odpovedajú vypočítanému stupňu stability.



Obrázok 69 Totálne deformácie SRM – deviata fáza

Výsledkom výpočtu stability bola hodnota stupňa stability 3,59. Portálový zárez spoločne so zásypom sa aj napriek vysokému sklonu zásypu javila ako dlhodobo stabilná.

7. Záver

Diplomová práca je sústredená na oblasť hĺbených častí tunelových stavieb. Neoddeliteľnou súčasťou hĺbeného tunela je zhotovenie zárezu a zabezpečenie jeho stability pomocou vhodných opatrení. Hlavným cieľom diplomovej práce bolo vytvorenie a vyhodnotenie numerického 3D modelu priortálového zárezu v oblasti západného portálu tunela Milochov. Celá situácia bola spracovaná v programe Midas GTS NX.

Pri tvorbe modelu bolo potrebné vytvoriť čo najpresnejšiu kópiu geologického prostredia avšak zastúpenie niektorých vrstiev vo vrtoch bolo minimálne a taktiež neboli obsiahnuté vždy rovnaké vrstvy v každom vrte. Takéto priebehy boli nie lenže nereálne ale následne by nebola možnosť vytvorenia dostatočne kvalitnej siete. Geologické prostredie bolo teda zjednodušené podľa stratigrafického členenia na vrstvy kvartéru a mezozoika. Veľká pozornosť bola tiež venovaná stanoveniu náhradných parametrov pre geologické vrstvy.

Tvorba geometrie portálového zárezu bola realizovaná priamo v programe a to pomocou vytyčovacích bodov a výkresov zabezpečenia portálu. Podarilo sa vytvoriť takmer presný model geometrie portálu, čo malo za následok drobné komplikácie pri tvorbe siete. Všetky stabilizujúce prvky boli vymodelované najskôr pomocou liniek a plôch v geometrii a následne im boli tvorbou siete priradené vlastnosti a charakteristické rozmery. Pričný prierez tunela bol vytvorený na základe vzorového priečného rezu z výkresovej dokumentácie, rovnako ako základová doska založená na skupine mikropilót.

Výpočet bol rozdelený celkovo do deviatich fáz, pričom každá fáza zobrazovala určité konštrukčné úkony v procese budovania portálového zárezu. Pri výpočtoch bolo predpokladané neodvodnené prostredie. Výstupom práce je okrem vytvorenia numerického modelu stanovenie celkovej stability portálovej oblasti a tiež zhodnotenie napäťovo – deformačného stavu.

Pri plošných prvkoch boli určené maximálne a minimálne hodnoty hlavných napätí na všetkých povrchoch. Z týchto hodnôt bola následne určená maximálna absolútna hodnota hlavného napätia. Výplňové kamenivo gabiónov bolo na základe technickej správy

požadované s minimálnou hodnotou pevnosti v tlaku 130 MPa. V posúdení z výslednými maximálnymi hodnotami z výpočtu gabióny vyhoveli aj v umiestnení na svahoch aj v čele zásypu. Pri posúdení ťahového napätia pôsobiaceho na striekaný betón bola hodnota napätia lokálne vyššia ako maximálna pevnosť betónu v ťahu. Miesta so zvýšenou hodnotou napätí boli umiestnené hlavne pri hlavách kotiev a kotevných rebrách. Nakoľko sa nejedná o súvislé miesta nebola potreba venovať tomuto javu zvýšenú pozornosť. Navyše sa jedná o konštrukciu striekaného betónu vystuženého pomocou oceľových sietí a teda ťahové namáhanie bude prenesené pomocou výstuže. Tlakové napätia, ktoré vznikali v betóne pri porovnaní s tlakovou pevnosťou betónu vyhoveli. Z posudku základovej dosky a ostenia tunela vyhoveli obe konštrukcie v prípade tlakových napätí. Pre napätia v ťahu došlo k miernemu prekročeniu maximálnej ťahovej pevnosti betón, ktorá však bude prenesená prostredníctvom výstuže, ktorá sa nedá detailne v modely zohľadniť. Podstatným výstupom z ostenia a základovej dosky boli tiež vnútorné sily pôsobiace v týchto prvkoch. Boli vyhodnotené vždy všetky smery, z ktorých bola následne určená najväčšia hodnota. Pre ostenie tunela boli zaznamenané s miernym rozdielom tlakových normálových síl oba smery ako rovnocenné. V prípade kladných momentov boli hodnoty vznikajúce v oboch smeroch približne rovnaké. Záporné momenty boli zaznamenané s vyššou hodnotou v smere XX. Z pohľadu základovej dosky bol vyhodnotený smer YY kritickejší pre normálové sily. Kladné ohybové momenty pôsobili väčšie v smere XX a záporné v smere YY. V prípade lanových kotiev bola najviac namáhaná kotva umiestená v tretej etáži v rohu zárezu v portálovej oblasti. Z technickej správy bola požadovaná únosnosť sklolaminátových kotiev 600 kN. Z modelovej situácie bola výsledkom maximálna sila o hodnote 700,50 kN. Táto sila vychádzala v kotve umiestnenej v spodnej časti portálovej steny. Hodnota vyššej sily môže byť zapríčinená vstupnými hodnotami charakterizujúcimi materiál kotiev. Mikropilóty ktoré slúžili na založenie základovej dosky pod tunelom boli posudzované v dvoch fázach výpočtu. Pričom v oboch prípadoch vyhovovali požadovanej únosnosti 300 kN s výnimkou krajnej mikropilóty, na ktorej bola zaznamenaná maximálna sila 307,25 kN vo fáze spätného zásypu. V prípade kotevných dosiek a rebier boli maximálne hodnoty osových síl zaznamenané na tých, ktoré boli umiestnené v poslednej etáži hĺbenia portálu.

Po vyhlbení portálového zárezu bol počítaný stupeň stability celého územia. Hodnota stupňa stability predstavovala 3,75. Dosiahnutá hodnota predpokladá oblasť za dlhodobu

stabilnú. Po vyhlbení zárezu pokračovali práce na tunely razením tunelovej rúry, tento fakt nebol však zahrnutý do modelovej situácie. K ďalším prácam a najmä k vytvoreniu spätného zásypu tunela bolo možné pristúpiť až po ustálení deformácií portálového zárezu. Z tohto dôvodu bola do výpočtu zahrnutá fáza, v ktorej boli vynulované všetky deformácie a až po tejto fáze nasledovala aktivácia prvkov hĺbeného tunela a spätného zásypu. Výsledný stupeň stability po zasypaní hĺbeného tunela s hodnotou 3,59 charakterizoval oblasť ako dlhodobu stabilnú.

Pri tvorbe modelu bolo nutné z dôvodu časovej náročnosti pristúpiť k niekoľkým zjednodušeniam najmä z hľadiska charakteru horninového prostredia, hydrogeologického stavu a konštrukcie hĺbeného tunela. Z tohto zjednodušenia plynie nutnosť overiť výsledky získané modelom vhodným geotechnickým monitoringom.

Numerické trojdimezionálne modelovanie má v geotechnickom obore široké uplatnenie. Z časového hľadiska ide však o veľmi náročnú disciplínu, ktorá so sebou síce prináša množstvo výhod ale aj nevýhod. K výhodám možno zaradiť vytvorenie komplexnejších modelov oproti 2D modelovaniu, ktoré omnoho realistickejšie popisujú chovanie medzi geologickým prostredím a stavebnou konštrukciou. Vysoké sú však nároky na kvalitu všetkých vstupných parametrov, presnosť geometrie, zabezpečenie prepojenia všetkých sietí konečných prvkov v modely a interpretáciu výsledkov. Vytvorenie siete konečných prvkov je najpodstatnejšou súčasťou vytvárania 3D modelov na zabezpečenie správnych výstupov z modelovej situácie. Práve pre tieto dôvody zostáva 3D modelovanie iba súčasťou tých najvýznamnejších stavieb, kde aj napriek všetkým nárokom je výhodnejšie jeho použitie z hľadiska získania dostatočnej predstavy o reálnej situácii.

8. Zoznam použitej literatúry

- [1] REMING CONSULT, a. s. *ŽSR modernizácia trate Púchov – Považská Bystrica pre rýchlosť do 160 km/hod, I. etapa, optimalizácia. SO 44.33.36 Púchov – Považská Bystrica, tunel Milochov, Západný portál*. Košice 2014
- [2] TURČEK, Peter. *Zakladanie stavieb. 2. rozš. a dopl. vyd.* Bratislava: Jaga group, 2004. ISBN 80-88905-99-0.
- [3] KLEPSATEL, František, Pavol KUSÝ a Alojz KOPÁČIK. *Podzemné stavby I: Metódy tunelovania*. Bratislava: Slovenská technická univerzita, 1998. Edícia skript. ISBN 80-227-1028-8.
- [4] KLEPSATEL, František a Peter TURČEK. *Podzemné stavby I*. Bratislava: Vydavateľstvo STU, 2005. Edícia skript. ISBN 80-227-2273-1.
- [5] ALDORF, Josef. *Mechanika podzemných konštrukcií*. VŠB – TU Ostrava: 1999. ISBN 80-7078-695-7
- [6] CADECO. *Modernizácia železničnej trate Púchov – Žilina na rýchlosť do 160 km/h. Prieskumné štôlne tunelov Diel a Milochov. Doplnkový inžinierskogeologický prieskum. Záverečná správa – časť B*.
- [7] LOOK, Burt. *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. London, UK – Taylor and Francis Group, 2007. ISBN 13: 978-0-203-94660-2
- [8] *Železnice Slovenskej republiky*. [online]. [cit. 2018-11-15].
Dostupné z:
https://sk.wikipedia.org/wiki/%C5%BDeleznice_Slovenskej_republiky
- [9] *Dejiny železníc na Slovensku*. [online]. [cit. 2018-11-15].
Dostupné z:
https://sk.wikipedia.org/wiki/Dejiny_%C5%BEelezn%C3%ADc_na_Slovensku
- [10] *História železníc*. [online]. [cit. 2018-11-15].
Dostupné z:
<https://www.zsr.sk/o-nas/historia-zeleznic/>
- [11] *Mapa železničných tratí*. [online]. [cit. 2018-11-15]. Dostupné z:
<http://cestovny.szm.com/mapy.htm>
- [12] *Modernizácia železničnej trate na úseku Púchov – Žilina*. [online]. [cit. 2018-08-27].
Dostupné z:

<https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/zeleznica/modernizacia-zeleznicnej-trate-na-useku-puchov-zilina>

- [13] *Modernizácia železničnej trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/hod, I. etapa.* [online]. [cit. 2018-08-27].

Dostupné z:

<https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/zeleznica/modernizacia-zeleznicnej-trate-puchov-zilina-pre-rychlost-do-160-km-h-i-etapa>

- [14] *Modernizácia koridorov – Modernizácia železničnej trate Púchov – Žilina pre rýchlosť do 160 km/hod.* [online]. [cit. 2018-08-27].

Dostupné z:

<http://www.reming.sk/--17-12-zsr-modernizacia-trate-puchov--zilina-pre-rychlost-do-160-kmhod>

- [15] *Tunel Milochov.* [online]. [cit. 2018-08-27].

Dostupné z:

<https://www.zsr.sk/pre-media/vyjadrenie-media/2018/januar/tunel-milochov.html>

- [16] *Modernizácia železničných tratí zostáva pre ŽSR jednou z priorit.* [online]. [cit. 2018-08-27].

Dostupné z:

<https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/zeleznica/modernizacia-zeleznicnych-trati-zostava-pre-zsr-jednou-z-priorit>

- [17] *Modernizácia železničnej trate Púchov – Považská Teplá.* [online]. [cit. 2018-08-27].

Dostupné z:

<https://www.zeleznicne.info/view.php?cislocclanku=2017020005>

- [18] *Ako udržiavať železnice na Slovensku v pohybe.* [online]. [cit. 2018-08-27].

Dostupné z:

<https://www.asb.sk/stavebnictvo/inzinierske-stavby/zeleznica/ako-udrzovat-zeleznice-na-slovensku-v-pohybe>

- [19] *Manuál softwaru Midas GTS NX.* [online]. [cit. 2018-07-08].

Dostupné z:

http://manual.midasuser.com/en_common/GTS%20NX/150/GTX.htm

- [20] *Manuál softwaru GEO5.* [online]. [cit. 2018-10-15].

Dostupné z:

- <http://www.fine.cz/napoveda/geo5/cs/pouzivani-napovedy-01/>
- [21] *Katedra geotechniky a podzemního stavitelství. Modelování v geotechnice – Konstitutivní modelování.* [online]. [cit. 2018-10-15].
Dostupné z:
<http://www.geotechnici.cz/wp-content/uploads/2012/08/03-konstitutivni-modelovani.pdf>
- [22] *Introduction to PV Design by Analysis.* [online]. [cit. 2018-10-15].
Dostupné z:
http://personal.strath.ac.uk/j.wood/ccopps_dba/notes/dba_intro_content_1.htm
- [23] *Abaqus Theory Guide – Mohr-Coulomb model.* [online]. [cit. 2018-10-15].
Dostupné z:
<https://www.sharcnet.ca/Software/Abaqus/6.14.2/v6.14/books/stm/default.htm?startat=ch04s04ath117.html>
- [24] *Google Maps.* [online]. [cit. 2018-08-27].
Dostupné z:
<https://www.google.com/maps>

9. Zoznam obrázkov

Obrázok 1 Železničná sieť Slovenskej republiky	13
Obrázok 2 Železničné koridory Slovenskej republiky	14
Obrázok 3 Zmena trasy železnice	16
Obrázok 4 Celková situácia	18
Obrázok 5 Západný portál – situácia	20
Obrázok 6 Poloha prieskumných vrtov	21
Obrázok 7 Stabilitný rez 1-1' v oblasti západného portálu	22
Obrázok 8 Schematický priečný inžinierskogeologický rez	23
Obrázok 9 Umiestnenie horizontálnych odvodňovacích vrtov	25
Obrázok 10 Stena v oblasti nástupnej plochy a technologického domčeka	26
Obrázok 11 Stena pri budúcej konštrukcii hlbeného tunela	28
Obrázok 12 Portálová stena	30
Obrázok 13 Vzorový priečný rez hlbeným tunelom	31
Obrázok 14 Rez základovou doskou	32
Obrázok 15 Rozmiestnenie mikropilót v základovej doske	32
Obrázok 16 Aplikácie softvéru Midas GTS NX	34
Obrázok 17 Mohr – Coulumbova obalová čiara pevnosti	36
Obrázok 18 Lineárne - elastický model	36
Obrázok 19 Tvorba geologického modelu	37
Obrázok 20 Model záujmovej oblasti	39
Obrázok 21 3D sieť konečných prvkov	40
Obrázok 22 3D sieť konečných prvkov s vyznačením geologických rozhraní	40
Obrázok 23 2D sieť konečných prvkov	41
Obrázok 24 1D sieť konečných prvkov	41
Obrázok 25 2D sieť konečných prvkov – striekaný betón	42
Obrázok 26 1D sieť konečných prvkov - zemné klinec	44
Obrázok 27 1D sieť konečných prvkov - kotevné dosky, rebrá a lanové kotvy	46
Obrázok 28 1D sieť konečných prvkov - sklolaminátové kotvy	47
Obrázok 29 2D sieť konečných prvkov – gabióny	48
Obrázok 30 Sieť konečných prvkov mikropilóty a základová doska	49
Obrázok 31 2D sieť konečných prvkov pre ostenie tunela	50

Obrázok 32 Sieť konečných prvkov – spätný zásyp tunela	51
Obrázok 33 Hladina podzemnej vody - primárny stav	53
Obrázok 34 Okrajové podmienky a vlastná tiaž modelu (vyznačená červenou šípkou) ...	54
Obrázok 35 Konštrukčné fáze výpočtu	54
Obrázok 36 Maximálne kladné hlavné napätia TOP – gabióny umiestené na svahoch zárezu.....	58
Obrázok 37 Minimálne záporné hlavné napätia BOT – gabióny umiestnené na svahoch zárezu.....	58
Obrázok 38 Maximálne kladné hlavné napätia BOT – gabióny v čele zásypu.....	59
Obrázok 39 Minimálne záporné hlavné napätia BOT – gabióny v čele zásypu	60
Obrázok 40 Maximálne kladné hlavné napätia BOT – striekaný betón	61
Obrázok 41 Minimálne záporné hlavné napätia TOP – striekaný betón.....	61
Obrázok 42 Maximálne kladné hlavné napätia BOT – základová doska	62
Obrázok 43 Minimálne záporné hlavné napätia TOP – základová doska.....	63
Obrázok 44 Maximálne kladné hlavné napätia MID – ostenie.....	64
Obrázok 45 Minimálne záporné hlavné napätia TOP – ostenie.....	64
Obrázok 46 Normálové sily smer XX – ostenie tunela.....	66
Obrázok 47 Normálové sily smer YY – ostenie tunela.....	66
Obrázok 48 Ohybové momenty smer XX – ostenie tunela.....	67
Obrázok 49 Ohybové momenty smer YY – ostenie tunela.....	67
Obrázok 50 Normálové sily v smere XX – základová doska	68
Obrázok 51 Normálové sily v smere YY – základová doska	68
Obrázok 52 Ohybové momenty smer XX – základová doska	69
Obrázok 53 Ohybové momenty smer YY – základová doska	69
Obrázok 54 Lanové kotvy	70
Obrázok 55 Sklolaminátové kotvy	71
Obrázok 56 Mikropilóty – ôsma fáza.....	71
Obrázok 57 Mikropilóty – deviata fáza	72
Obrázok 58 Kotevné rebrá a dosky	72
Obrázok 59 Sledované body	73
Obrázok 60 Deformácie	74
Obrázok 61 Deformácie portálového zárezu.....	75
Obrázok 62 Zvislé napätie	75
Obrázok 63 Deformácie	76

Obrázok 64	Deformácie – spätného zásypu.....	76
Obrázok 65	Zvislé napätie	77
Obrázok 66	Maximálne šmykové pretvorenia SRM – šiesta fáza	78
Obrázok 67	Totálne deformácie SRM – šiesta fáza.....	78
Obrázok 68	Maximálne šmykové pretvorenia SRM – deviata fáza	79
Obrázok 69	Totálne deformácie SRM – deviata fáza	80

10. Zoznam tabuliek

Tabuľka 1 Parametre – horninový materiál zastúpený v geologických vrstvách	38
Tabuľka 2 Parametre – striekaný betón, výstužné siete.....	42
Tabuľka 3 Triedy a hrúbky betónu pre jednotlivé časti portálu.....	43
Tabuľka 4 Parametre – zemné klinec	43
Tabuľka 5 Parametre – kotevné rebrá, kotevné dosky, lanové kotvy	44
Tabuľka 6 Charakteristika kotiev.....	45
Tabuľka 7 Parametre – sklolaminátové kotvy	46
Tabuľka 8 Parametre – gabiónové matrace	47
Tabuľka 9 Parametre – základová doska	49
Tabuľka 10 Parametre – mikropilóty	49
Tabuľka 11 Parametre – ostenie	50
Tabuľka 12 Parametre – zásyp.....	51
Tabuľka 13 Výška HPV pre jednotlivé vrty	52
Tabuľka 14 Hodnoty hlavných napätí – gabióny umiestnené na svahoch zárezu	58
Tabuľka 15 Hodnoty hlavných napätí – gabióny v čele zásypu	59
Tabuľka 16 Hodnoty hlavných napätí – striekaný betón	60
Tabuľka 17 Hodnoty hlavných napätí – základová doska	62
Tabuľka 18 Hodnoty hlavných napätí – ostenie	63

11. Zoznam rovníc a grafov

Rovnica 1 Rovnica obalovej čiary 35

Graf 1 Deformácie vytipovaných bodov 73

12. Zoznam príloh

Príloha číslo 1	<i>Dokumentácia vrtov.</i>
Príloha číslo 2	<i>Výkresy zabezpečenia stavebnej jamy.</i>
Príloha číslo 3	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 1. fáza – primárny stav</i>
Príloha číslo 4	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 2. fáza – vyhlbenie prvej etáže</i>
Príloha číslo 5	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 3. fáza – vyhlbenie druhej etáže</i>
Príloha číslo 6	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 4. fáza – vyhlbenie tretej etáže</i>
Príloha číslo 7	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 5. fáza – vyhlbenie štvrtej etáže</i>
Príloha číslo 8	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 6. fáza – vyhlbenie piatej etáže</i>
Príloha číslo 9	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 8. fáza – aktivácia hĺbeného tunela</i>
Príloha číslo 10	<i>Výstupy z programu Midas GTS NX. 9. fáza – spätný zásyp</i>